

30-0191/001

~~XIII 30 1-1~~

TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau

Lehrstuhl für Stahlbeton- und Massivbau

BIBLIOTHEK

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz

der Technischen Universität Braunschweig

Beethovenstraße 52

D-3300 Braunschweig

Tragverhalten der Stützenanschlüsse in Rahmenknoten bei
herabgesetzter Verankerungslänge der Anschlußbewehrung.

1. Zwischenbericht

[Kordina, K.; Kohler, G.]

AIF Forschungsvorhaben 1687

Braunschweig, Februar 1971

DK 624.046:624.072.338.8

1. Einleitung

1.1 Allgemeines

Der Deutsche Betonverein E.V., Wiesbaden, beantragte mit Schreiben vom 17.5.1968 beim AIF die Gewährung eines Zuschusses für die Durchführung des Forschungsvorhabens: "Tragverhalten der Stützenanschlüsse in Rahmenknoten bei herabgesetzter Verankerungslänge der Anschlußbewehrung."

Mit der Durchführung dieses Forschungsvorhabens wurde vom DBV das Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, Institutsleiter o. Prof. Dr.-Ing. K. Kordina, betraut.

Der vorliegende Zwischenbericht soll den Stand der Arbeiten gegen Ende des Jahres 1970 erläutern.

1.2 Fragestellung

Im Bereich der Stützenanschlüsse an die Rahmenknoten mehrgeschossiger Skelettbauten treten Überschreitungen der zulässigen Verankerungslänge der lotrechten Stützenbewehrung auf; insbesondere wenn größere Momente zwischen Rahmenriegel und Rahmenstielen zu übertragen sind und das Moment in den übereinander stehenden Stielen zwischen Oberkante und Unterkante Riegel das Vorzeichen wechselt.

Werden die beiden Bemessungs-Querschnitte der Stiele - Ober- und Unterkante Riegel - zur Bemessung der Stiele herangezogen, so kann im ungünstigsten Falle jeder Bewehrungsstab in einem Schnitt die zulässige Stahlzugspannung ($+ \sigma_{\text{zul}}$) und im zweiten Schnitt die zulässige Stahldruckspannung ($- \sigma_{\text{ezul}}$) zugewiesen werden. Die Differenzkraft

$$\Delta P \approx 2 \cdot f_e \cdot \sigma_{\text{zul}}$$

Jedes Bewehrungsstabes muß in diesem Falle im Bereich der Riegehöhe über Verbandspressungen an den umgebenden Beton abgegeben werden.

So ergibt sich beispielsweise nach DIN 1045 E 1968, Tabelle 15, unter der Annahme von \emptyset 16 St III R und Bn 250 die zulässige Verbandspannung zu $\tau_1 = 18 \text{ kp/cm}^2$ im Gebrauchszustand und bei $\beta_s = 4200 \text{ kp/cm}^2$, $\psi_1 = 1,75$ und $\psi_2 = 2,1$ die erforderliche Riegelhöhe zu:

$$\begin{aligned} \Delta h &= \left(\frac{\beta_s}{2,1} + \frac{\beta_s}{1,75} \right) \cdot \frac{\emptyset}{4 \cdot \tau_1} \\ &= \left(\frac{4200}{2,1} + \frac{4200}{1,75} \right) \cdot \frac{1,6}{4 \cdot 18} = 98 \text{ cm} \\ &\quad \text{=====} \end{aligned}$$

Die rechnerische Riegelhöhe beträgt also mehr als das Doppelte der üblicherweise verwandten Riegelhöhe und bei größeren Stabdurchmessern wird dieses Verhältnis noch ungünstiger.

2. Untersuchungsprogramm

2.1 Versuchskörper

Für die Untersuchung wurde der spezielle Fall einer Stütze mit nur einseitigem Riegelanschluß gewählt. Hierbei tritt bei der Überleitung der Riegelmomente der extreme Sprung im Momentenverlauf der Stütze auf.

Die Form des Versuchskörpers ergab sich aus der Überlegung, aus dem meist hochgradig statisch unbestimmten Rahmensystem einen Randknoten samt anschließenden Rahmenteilern durch Schnitte in den Momentennullpunkten herauszulösen. Damit ist zugleich auch die Art der Lagerung und der Belastung gegeben.

Die Höhe der quadratischen Stütze wurde, entsprechen einer Stockwerkshöhe, mit 3 m angesetzt. Für den Abstand Stützenachse - Einleitungsstelle der Kragarmlast war aus versuchstechnischen Gründen die Größe 1,1 m vorgegeben.

Entsprechend dem Versuchsziel waren als wichtigste Meßgrößen die Änderung der Stahlspannung in den Stützenlängsbewehrungsstäben sowie Relativbewegungen dieser Bewehrungsstäbe gegenüber dem Beton anzusehen. Um dieser Aufgabe zu entsprechen, wurden u.a. geschlitzte Bewehrungsstäbe mit innen angeordneten Dehnungsmeßstreifen verwendet. Die Herstellung und Eignungsprüfung dieser Stäbe forderte erhebliche Mühe, Zeitaufwand und Kosten.

2.2 Moment - Normalkraft - Diagramme

Da ein vorzeitiges Versagen des Riegelanschnittes ausscheiden sollte, wurden die Verhältniskurven Bruchmoment und zugehörige Normalkraft für die beiden kritischen Stützenquerschnitte (Ober- und Unterkante Riegel) berechnet.

Für das Rechenprogramm wurden die folgenden Grundlagen und Annahmen verwendet:

- lineare Dehnungsverteilung über den Querschnitt
- $\sigma - \epsilon$ - Diagramm des Betons nach DIN 1045 E 1968 , Bild 9
- $\sigma - \epsilon$ - Diagramm des Stahles St 42/50 nach DIN 1045 E 1968, Bild 10

Bei diesen Rechnungen wurden Betonfestigkeit, Bewehrungsgehalt und Querschnittsabmessungen variiert. (s. Anlage 2)

Durch Superposition der Diagramme entsprechend der Momenten- und Normalkraftverteilung ließen sich jeweils Bruchlastdiagramme in Abhängigkeit von Stützen- und Riegelbelastung erstellen. (s. Anlagen 3, 4, 5)

2.3 Versuche

Mit diesen Diagrammen als Grundlage wurden die ersten drei Versuche konzipiert, bei denen das Tragverhalten bei ungestoßener vertikaler Stützenbewehrung studiert werden sollte. Variiert wurden hierbei:

- Bewehrungsführung im Knotenbereich
- Höhe des Riegels
- Betonfestigkeit.

In den folgenden Versuchen soll neben einer Verbreiterung des Versuchskörpers insbesondere auch der Einfluß eines Stoßes der Stützenbewehrung berücksichtigt werden. Vorgesehen ist eine Stoßanordnung im Knoten bzw. oberhalb des Knotens. Hierbei soll zuerst die volle rechnerisch erforderliche Übergreifungslänge eingehalten werden; bei günstigen Ergebnissen könnte im weiteren Verlauf jedoch auch eine Reduzierung ins Auge gefaßt werden.

Gemessen wurden in diesen ersten drei Versuchen:

- Längsdehnungen der Stützenbewehrung
- Längsdehnungen der Riegelbewehrung
- Dehnungen der Bügel
- Längsdehnungen des Betons
- Relativverschiebungen Beton - Stahl (Versuch 3)
- Rißweite des größten Risses
- Rißbild

3. Beschreibung der bisher durchgeführten Versuche

Versuch 1 (RE 1) geprüft am 1.6.1970
Versuch 2 (RE 2) " " 18.9.1970
Versuch 3 (RE 3) " " 25.11.1970

3.1 Abmessungen und Bewehrung der Versuchskörper

Die Abmessungen und die Bewehrung sind den Anlagen zu entnehmen.

Die Bügelbewehrung der Stütze wurde mit $\emptyset 8$ St III R $e = 20$ cm gewählt. Um ein vorzeitiges Versagen der Stützenendquerschnitte zu vermeiden, wurde im Krafteinleitungsbereich der Bügelabstand erheblich reduziert. Die Bügelbewehrung des Riegels wurde mit $\emptyset 8$ St III R, $e = 15$ cm gewählt. Die Stützenbewehrung bestand aus 4 $\emptyset 16$ St IIIa.

Weitere Einzelheiten:

RE 1: Riegelhöhe 40 cm
Abgebogene Riegelbewehrung 2 $\emptyset 20$, Biegeradius 10 d

RE 2: Riegelhöhe 40 cm
Abgebogene Riegelbewehrung 2 $\emptyset 20$, Biegeradius 5 d
Zulage: Diagonalstab $\emptyset 20$

RE 3: Riegelhöhe 30 cm
Abgebogene Riegelbewehrung 2 $\emptyset 20$, Biegeradius 5 d
Zulagen: Diagonalstab $\emptyset 20$
2 Schlaufen $\emptyset 10$
Bügelabstand im Bereich der anschließenden
Stützenquerschnitte vermindert auf $e = 8$ cm.

Die Bewehrungsführung des Versuches RE 1 ging von einer in der Praxis üblichen Bewehrungsanordnung aus und nahm insbesondere Rücksicht auf die Betonbeanspruchung auf der Innenseite der abgebogenen Riegelbewehrung. Nach dem ungünstigen Verhalten dieser Anordnung wurde sie in Versuch RE 2 insbesondere durch Zulage eines Diagonalstabes verbessert. In Versuch RE 3 wurde zur Verschärfung der Verbundbeanspruchung die Riegelhöhe vermindert; für die hierdurch bedingte zusätzliche Riegelbewehrung wurden zwei Schlaufen gewählt.

3.2 Baustoffe

Beton:

Für RE 1 und RE 2 war B 225, für RE 3 B 300 vorgesehen. Die Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen sind in Anlage 6 zusammengestellt. Der Beton wurde hergestellt aus der Zementsorte "Teutonia PZ 275",

Lieferwerk Hannover. Die Lieferung erfolgte als Sackzement. Als Zuschlagstoff wurde Kies der Firma Lüddecke, Grube Sonnenberg verwendet. Die Zugabe erfolgte in drei Korngruppen 0/3, 3/7, 7/15. Die Sieblinie lag im brauchbaren Bereich. Wasserzementwert und Ausbreitmaß sind in Anlage 6 vermerkt.

Die 7- und 14- Tage-Festigkeiten bei Versuch 3 lagen sehr hoch, so daß die Prüfung des Versuchskörpers bereits am 19. Tag durchgeführt wurde. Die Betondruckfestigkeit betrug etwa 400 kp/cm^2 . Die Ursache für den raschen Festigkeitsanstieg dürfte in der Verwendung von frisch geliefertem Zement liegen. Die Auswertung des Versuches bleibt davon unberührt, da die wahren R_w - Werte für die Bruchlastdiagramme verwendet wurden.

Stahl:

Für die Längsbewehrung der Stütze und für die aus dem Riegel abgebogene Bewehrung wurde Baustahl IIIa verwendet. Die übrige Bewehrung bestand aus St IIIb.

3.3 Versuchskörperherstellung und Nachbehandlung

Betoniervorgang:

Die Herstellung des Betons erfolgte in zwei Chargen in einem Zwangsmischer mit jeweils 200 l Mischung. Die Mischdauer betrug nach Wasserzugabe eine Minute. Der Versuchskörper wurde wegen seiner Stützenabmessungen liegend betoniert. Zugleich war hiermit auch eine genaue Einführung der Rüttelflasche zur Vermeidung von Meßstellenbeschädigungen möglich. Die Rütteldauer betrug 30 Sekunden. Um den Einfluß einer wasserreichen Oberschicht zu vermeiden, wurde der Beton in die um 5 cm überhöhte Schalung eingebracht. Eine Stunde nach dem Betonieren wurde der Überbeton vorsichtig abgezogen. Zugleich mit der Stütze wurden auch die für die Festigkeitsprüfungen erforderlichen Würfel und Prismen betoniert.

Nachbehandlung:

Einen Tag nach dem Betonieren wurde die seitliche Schalung entfernt und der Versuchskörper 7 Tage mit feuchten Tüchern abgedeckt. Die restliche Zeit bis zur Aufstellung im Prüfgerüst (2 - 3 Tage vor Versuchsdurchführung) blieb der Prüfkörper in der unteren Prüfhalle.

Die Würfel und Prismen zur Güteprüfung des Betons wurden 7 Tage in Wasser und die weitere Zeit bis zur Prüfung im Klimaraum unter 20°C und 60 % rel. Luftfeuchtigkeit gelagert.

Herstellung der Krafteinleitungsbereiche:

Für die Einleitung der Pressen- bzw. Auflagerkräfte waren Stahlplatten vorgesehen. Die Fußplatte, zugleich Oberteil des Kipp-lagers, mit aufgeschweißten Dübeleisen zur Übertragung der Horizontalkraft, wurde bereits in ihrer endgültigen Lage mit Schrauben in der Schalung fixiert und mit einbetoniert. Die übrigen Auflagerplatten wurden beim Aufstellen des Versuchskörpers mit einer Zementmörtelausgleichsschicht aufgesetzt, um eine gleichmäßige Verteilung der Kräfte zu gewährleisten.

3.4 Versuchseinrichtung

Die Durchführung der Versuche erfolgte an dem im Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau vorhandenen MAN - Prüfgerüst, das durch einige spezielle Zusatzteile aus eigener Fertigung für diesen Versuchsaufbau ergänzt wurde.

Der Stützenfuß stand auf einem Linienkipplager, dessen untere Hälfte in der Prüfdecke verankert war, so daß auftretende Vertikal - und Horizontalkräfte abgetragen werden konnten.

Die Vertikallast der Stütze wurde durch einen doppelt gelenkig gelagerten Pressentopf, der sich gegen die Traverse des Prüfgerüsts abstützte, aufgebracht. ($P_{\max} = 100 \text{ Mp}$) Die Riegelauf-last wurde durch eine unter der Prüffelddecke installierte Zugpresse erzeugt und über eine Zugstange mit angesetztem Bügel am

Riegel über ein Kipplager eingeleitet. ($P_{\max} = 12 \text{ Mp}$)

Beide Pressen liegen an voneinander unabhängigen Drucksystemen und können sowohl "statisch" als auch "dynamisch" gefahren werden.

3.5 Meßeinrichtungen

Stahllängsdehnungen

Entsprechend dem Zweck der Versuche, die Einleitung der Kräfte in die Bewehrung zu studieren, war es erforderlich, die Spannung bzw. Dehnung an vielen aufeinanderfolgenden Stellen eines Stabes zu messen, um auch eine Aussage über die Änderung der Stahlkraft - die der im Längenintervall wirkenden Verbundkraft entspricht - treffen zu können. Hierbei sollte jedoch die Verbundwirkung zwischen Beton und Stahl durch die Meßeinrichtung selbst möglichst wenig gestört werden.

Aus diesem Grunde wurde ein Verfahren mit "geschlitzten" Stäben verwendet. Hierzu wird der Bewehrungsstab der Länge nach in zwei Halbrundprofile zerlegt, die in der Mitte der Flachseite jeweils eine Längsnut erhalten. Diese dient zur Aufnahme der Dehnmeßstreifen und der erforderlichen Kabel. Werden nach Installation der Meßeinrichtungen die beiden Stabhälften zusammengefügt und verklebt, so ergibt sich wieder ein vollwertiger Bewehrungsstab, dessen Verbundverhalten, abgesehen von der eventuell erforderlichen Kabelaustrittsstelle - an der die Zuleitungen für eine ganze Reihe von Meßstellen ausgeführt werden - einem normalen Bewehrungsstab gleichkommt.

Die "Halbierung" der Stäbe wird, nachdem ein "Aufsägen" oder "Aufschneiden" zur Zeit technisch nicht durchführbar ist, durch Abfräsen zweier Stäbe auf je einen Halbrundquerschnitt realisiert. Um jedoch einen Bewehrungsstab mit einer Länge von etwa 3 Metern in einem Arbeitsgang bearbeiten zu können, ist eine Fräsmaschine

mit entsprechend großem Einspannbett erforderlich. Firmen mit solchem Maschinenpotential sind nicht alltäglich, so daß in der Fertigung der Stäbe zeitliche Verzögerungen eintraten.

Meßtechnisch ergab sich bei diesem Verfahren ein Nachteil in der Erfassung der Meßergebnisse. Nachdem in der Nut eines "Meßstabes" eine Vielzahl von Kabeln geführt werden mußten, konnte aus Platzgründen nur dünnes ungeschirmtes Kabelmaterial Verwendung finden, so daß ein Einsatz des im Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau vorhandenen Meßgerätes mit automatischem Brückenabgleich und Meßwertregistrierung mit einer Trägerfrequenz von 5 kHz nicht infrage kam und handbediente niederfrequente Abgleichgeräte verwendet werden mußten, da nur bei diesen nichtabgeschirmte Kabel anwendbar sind. Um die Meßdauer kurz zu halten, war der Parallelbetrieb von drei Meßbrücken vorgesehen.

Die wirksame mittlere Querschnittsfläche der aus zwei Hälften zusammengesetzten Bewehrungsstäbe wurde über das Gewicht bestimmt. Zusätzlich wurde ein zentrischer Zugversuch mit einigen Laststufen im elastischen Bereich durchgeführt. Über diese Ergebnisse läßt sich für jeden einzelnen Meßpunkt ein genauer Bezug zwischen Dehnungsablesung und Last herstellen.

Bei den Messungen des ersten Hauptversuches traten plötzliche bleibende Nullpunktverschiebungen meist mehrerer hintereinander liegender Meßstellen auf. Besonders gravierend war dies bei den abgebogenen Stäben der Riegelbewehrung der Fall. Dies dürfte wohl auf örtliche plastische Verformungen des Klebstoffes der Fuge zurückzuführen sein, verursacht durch die bei der vorliegenden Versuchsanordnung auftretenden hohen örtlichen konzentrierten und zum großen Teil einseitig auf die "Meßstäbe" wirkenden Kräfte und Verformungen.

Aus diesem Grunde wurde beim zweiten Versuch zur Kontrolle auf Meßstäbe verzichtet und stattdessen die Messungen mit an der Oberfläche der Bewehrungsstäbe angebrachten Dehnmeßstreifen durch-

geführt. Um jedoch die Verbundqualität möglichst wenig zu mindern, wurden kurze Störflächen und entsprechend großer Abstand der Meßstellen angestrebt.

Mit einem inzwischen beschafften verbesserten Klebstoff wurde im Versuch RE 3 die Längsbewehrung wieder in geschlitzter Form als "Meßstäbe" ausgeführt. Die erhaltenen Meßergebnisse waren sehr zufriedenstellend. Für die abgebogene Riegelbewehrung wurde jedoch die äußere Meßstellenanordnung beibehalten.

Weitere Messungen:

Bügeldehnungen: Zur Messung der Längsdehnungen der Bügel wurde im ersten Versuch neben den in herkömmlicher Weise außen aufgeklebten Dehnmeßstreifen auch in Anlehnung an das Maßverfahren der Längsstäbe Bügel verwendet, die zur Aufnahme eines Dehnmeßstreifens einen eingefrästen mittigen Längsschlitz erhielten.

Betondehnungen: An ausgezeichneten Schnitten wurden parallel zu den Dehnungen der Längsbewehrung auch die Längsverformungen des Betons mit Hilfe von Dehnmeßstreifen ermittelt.

Risse: Die sich bei den einzelnen Laststufen bildenden Risse bzw. Rißvergrößerungen wurden während des Versuches nachgezeichnet und in einem Rißbild festgehalten. Nachdem sich im ersten Versuch ein sehr großer Hauptriß einstellte, wurde in jedem Versuch die Rißweite des maximalen Risses mit Hilfe von Rißlupen (1/100 bzw. 5/100 mm Ablesegenauigkeit) gemessen und mit aufgezeichnet.

Relativverschiebungen Beton - Stahl: Zur Feststellung von eventuell auftretenden Gleitungen zwischen Beton und Stahl wurden in Versuch 3 Setzdehnungsmesser mit einer Meßbasis von 200 mm und einer Ablesegenauigkeit von 1/500 mm verwendet. Bei der Messung saß ein Fuß des Gerätes auf dem äußeren Beton auf, während das Zentrierplättchen für den zweiten Fuß auf der Oberfläche des jeweiligen Bewehrungsstabes aufgeklebt war, die hierzu durch eine zylindrische Öffnung (\varnothing 20 mm) freigelegt war.

Datenregistrierung: Die Meßwerte zu jeder Laststufe wurden entweder ausgedruckt oder von Hand in vorbereitete Protokolle eingetragen. Die aufgebrachten Lasten wurden an den Anzeigeskalen der Prüfmaschinen abgelesen. In den Werten für Trag- und Bruchlasten wurde vorläufig das Eigengewicht des Versuchskörpers und der Prüfeinrichtung infolge des kleinen Einflusses noch nicht berücksichtigt.

3.6 Belastungsvorgang

Die Versuche wurden als Kurzzeitversuche durchgeführt. Die Last wurde in Stufen aufgebracht, Größe und Reihenfolge siehe Anlagen. Nach 2 Minuten Laststandzeit wurde bei jeder Laststufe eine vollständige Messung durchgeführt. Die Meßdauer war bei den einzelnen Versuchen abhängig vom Anteil der erforderlichen Handablesungen und betrug bei Versuch RE 1 im Mittel 45 Min., bei RE 2 3 Min. und bei RE 3 8 Min.

In Versuch RE 1 stellten sich bereits unter Gebrauchslast unzulässig große Rißweiten ein ($w_{\max} > 2,0 \text{ mm}$), so daß auf die weitere Lasterhöhung verzichtet wurde und nach 10-maligem Lastwechsel die vorhergegangene Laststufe erneut gemessen wurde. Bei Versuch RE 2 und RE 3 wurde die Last über den Gebrauchszustand hinaus in weiteren Stufen bis zur Bruchlast erhöht. In Versuch RE 3 wurden nach Erreichen der 1,25-fachen Gebrauchslast zusätzlich Lastwechsel mit 10, 100 und 1000 Lastspielen im Lastbereich der 0,75 - 1,25-fachen Gebrauchslast durchgeführt.

Zwischen den einzelnen Gruppen von Laststufen wurden bei Versuch RE 2 und RE 3 zusätzliche "Null-Messungen" nach Entfernen der äußeren Auflast vorgenommen.

4. Ergebnisse

4.1 Rechnerische Trag- und Bruchlasten

Die Bruchlastdiagramme für die 3 Versuchskörper wurden den vorstehenden Angaben entsprechend ermittelt, wobei vorläufig $R_R = 0,7 \cdot R_{wv}$ gesetzt wurde (R_{wv} = mittlere Würfelfestigkeit am Prüftag des Versuchskörpers)

Die rechnerischen Gebrauchslasten ergeben sich:

im oberen Ast des Diagrammes (Versagen des Querschnitts U.K.Riegel)

$$P_{1g} = P_{1u} / \nu_1 ; P_{2g} = P_{2u} / \nu_1 ; \nu_1 = 1,75 + 2,10$$

im unteren Ast des Diagramms (Versagen des Querschnitts O.K. Riegel)

$$P_{1g} = P_{1u} \cdot \nu_2 ; P_{2g} = P_{2u} / \nu_2 ; \nu_2 = 1,75$$

(siehe hierzu Anlagen 3 - 5)

Die errechneten Sollbruchlasten wurden nicht erreicht.

Bei RE 1 trat ein Versagen bereits unter Gebrauchslast infolge eines großen Risses ($w_{\max} > 2,0 \text{ mm}$) ein. Der Versuchskörper RE 2 versagte bei

$$\frac{P_{ist}}{P_{soll}} = \frac{1,69}{2,00} = 0,85 \quad \text{der Sollbruchlast,}$$

Versuchskörper RE 3 bei

$$\frac{P_{ist}}{P_{soll}} = \frac{1,72}{1,99} = 0,86 \quad \text{der Sollbruchlast.}$$

4.2 Rißausbildung und Bruchverhalten

Neben üblichen Biegerissen in Stützen und Riegeln zeigten sich noch zwei spezielle Rißarten.

Ein annähernd vertikal verlaufender Kerbriß im Riegelanschnitt und von Biegedruckzone zu Biegedruckzone quer über den Knoten verlaufende Diagonalrisse.

RE 1: Der Kerbriß tritt schon mit der ersten Momentenlaststufe auf, vergrößert sich immer mehr und weitet sich in den folgenden beiden Hauptlaststufen sehr intensiv auf. Diagonalrisse treten zwar auf, bleiben jedoch unwesentlich. Nachdem der Kerbriß in Höhe der Riegelbewehrung eine Weite von $w > 2,00 \text{ mm}$ erreicht hatte, wurde auf eine weitere Erhöhung der Last verzichtet und der Versuch abgebrochen.

RE 2: Der Kerbriss tritt zwar auch schon in der ersten Laststufe auf, wird jedoch nicht dominierend. Wesentlicher sind die ebenfalls früh auftretenden Diagonalrisse, in deren Richtung sich schließlich eine "Bruchfuge" bildet.

RE 3: Der sofort auftretende Kerbriss bleibt vollständig unbedeutend, dominierend ist hier die Vielzahl der Diagonalrisse. Der Bruch ergab sich in Versuch RE 2 plötzlich während der Laststeigerung, in Versuch RE 3 nach Aufbringen der Last während der Laststandszeit.

In beiden Fällen ließ sich die primäre Bruchursache nach Augenschein nicht klären. Entsprechend den Bruchdiagrammen dürfte jedoch der Ausgangspunkt ein Versagen der Biegedruckzone des Stützenquerschnitts in Riegelunterkante gewesen sein.

4.3 Messungen:

Dehnung der Längsbewehrung:

Die bei den Versuchen gemessenen Dehnungen der Längsbewehrung sind für einige ausgezeichnete Laststufen in den Anlagen 13,14,18,23,24 aufgetragen. Hierbei werden die Meßergebnisse vorerst auf die letzte vorher durchgeführte "Nullmessung" bezogen. Ein "sinnvolles Korrigieren" oder Glätten der Dehnungskurven unterblieb, da noch nicht alle Einzelheiten geklärt sind und die weiteren Versuche abgewartet werden sollen. Ebenso blieben Kontrollmöglichkeiten über Doppelmessungen oder durch Vergleich mit Werten der zweiten Stahllage und mit den Betondehnungen vorläufig unberücksichtigt.

Längsdehnungen der abgebogenen Riegelbewehrung:

Die Meßwerte der Riegelbewehrung sind in den Anlagen 17,20,25 aufgetragen. Die vorläufige Auswertung erfolgte entsprechend der Längsbewehrung.

Bügeldehnungen:

Die Meßergebnisse der Bügel sind in Anlage 21,26 aufgetragen.

Betondehnungen:

Die mit Hilfe von Dehnmeßstreifen gewonnenen Meßwerte sind für die herausgegriffenen Laststufen in den Anlagen dargestellt.

Verschiebungsmessungen zwischen Beton - Stahl:

In Anlage 28,29 wurden vorläufig nur die gemessenen Größen aufgetragen, ohne eine endgültige Wertung unter Einbeziehung der zugehörigen Beton- und Stahldehnungen vorzunehmen.

4.4 Zusammenfassung der bisher erzielten Ergebnisse

Ohne die weiteren Auswertungen vorwegzunehmen, lassen sich nach Durchführung der 3 Versuche mit Einschränkungen bereits einige Aussagen machen:

- 1.) Die rechnerischen Bruchlasten wurden nicht erreicht. Das Versagen des ersten Versuchskörpers unter Gebrauchslast infolge großer Rißbildung dürfte auf das Fehlen einer in der "geometrischen Verschiebungsrichtung" wirksamen Bewehrung zurückzuführen sein, deren Hauptaufgabe es gewesen wäre, die in der zugbeanspruchten Ecke zwischen Stütze und Riegel auftretenden Kerbspannungen abzudecken. Das Versuchsprogramm sah die Prüfung dieser vereinfachten und häufig anzutreffenden Bewehrungsführung vor.

In Versuch RE 2 und RE 3 führten zwar der ungelegte Diagonalstab und der reduzierte Biegedadius der abgebogenen Riegelbewehrung zu einer erheblichen Steigerung des Tragverhaltens, jedoch wurde auch bei diesen beiden Versuchskörpern nur rund 85 % der rechnerischen Bruchlast erreicht. Dies dürfte auf örtliche Spannungsspitzen oder noch wahrscheinlicher auf zweiaxiale Spannungszustände (σ_1 = Druck, σ_2 = Zug) im Knotenbereich und der damit verbundenen Minderung der Betondruckfestigkeit hindeuten.

In den weiteren Versuchen ist deshalb eine noch intensivere Beachtung der Betonverformungen in Knotenbereich vorgesehen.

- 2.) In den hohen Laststufen des zweiten Versuches machen sich in den Stützenanschnitten größere Differenzen zwischen Randstauchungen der Biegedruckzone und Stauchungen der entsprechenden Druckstäbe bemerkbar. Dies dürfte auf ein durch Verbundversagen vermindertes Mittragen der Druckbewehrung hindeuten.

Im Versuch RE 3 mit einer konzentrierten Bügelbewehrung im Stützenanschlußbereich war diese Ténzenz erheblich geringer.

- 3.) Bei den Versuchen traten sehr hohe Verbundspannungen bei der Längsbewehrung im Knotenbereich auf, insbesondere in der Bewehrungslage auf der Seite des Riegelanschlusses. Im Verlaufe der Schwellbelastungen bei Versuch RE 3 ließ sich kein Abfall der Verbundspannungen erkennen. Doch zeigte sich eine gewisse Konzentrierung auf den Bereich der Biegedruckzone des Riegels. Hier sollte bei den kommenden Versuchen durch noch intensivere und länger dauernde Schwell-Lastversuche geklärt werden, ob diese hohen Verbundspannungen nicht doch allmählich wieder abgebaut werden und dadurch die anteilige Traglast der betroffenen Bewehrungsstäbe abgemindert wird. Interessante Aufschlüsse läßt auch ein geplanter Dauerversuch im Hinblick auf die Auswirkungen der Lastumordnung durch Kriechen und Schwinden erwarten.

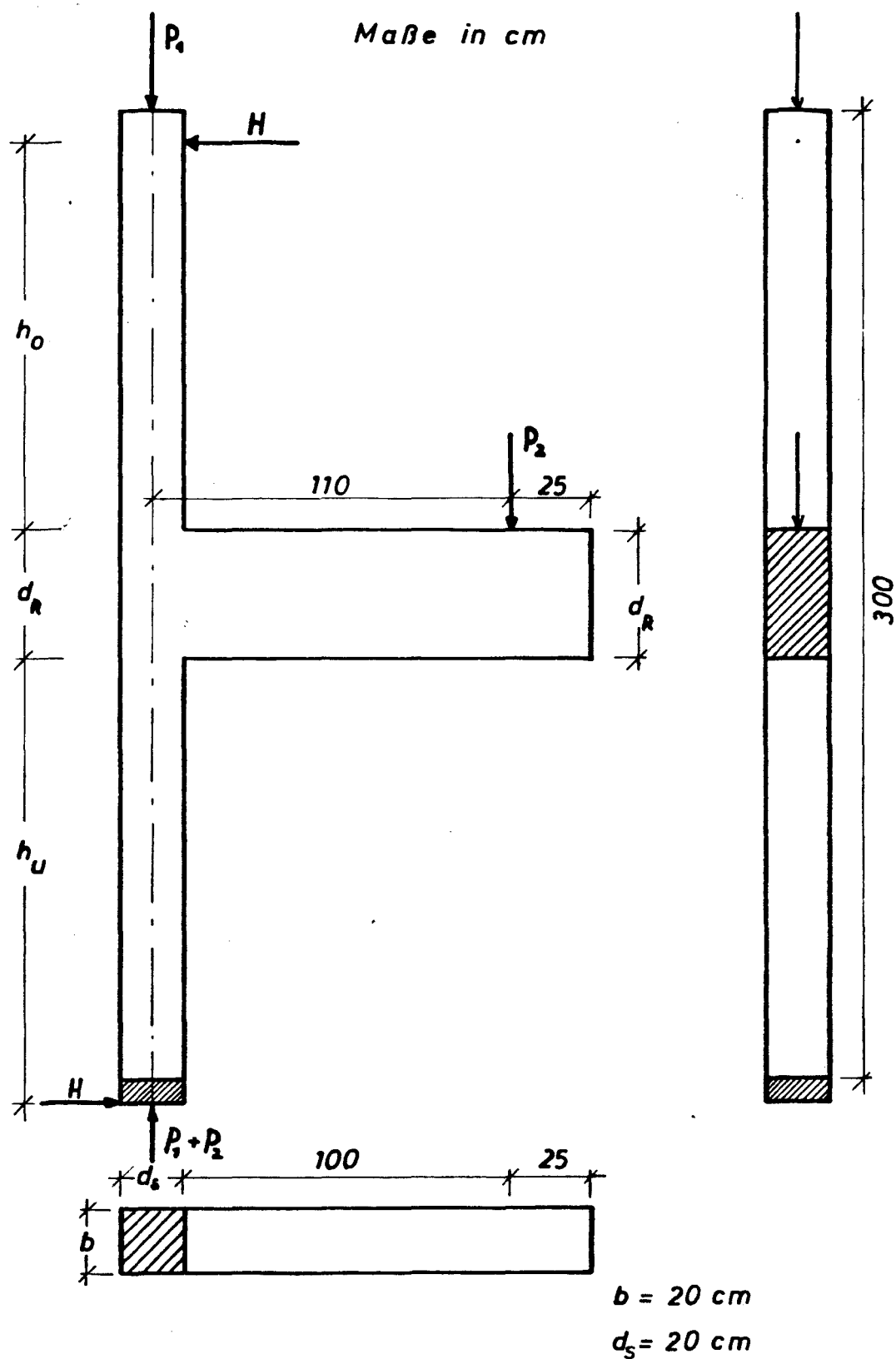
5. Geplante Versuche

Für den nächsten Versuch ist eine Verbreiterung des Versuchskörpers und die Einführung einer mittleren dritten Bewehrungslage vorgesehen, um Einflüsse von Rand- und Mittellage der Bewehrung auf das Verbundverhalten feststellen zu können.

In einem weiteren Versuch soll die in die Stützen abgebogene Riegelbewehrung vollständig durch waagerechte Schlaufen ersetzt werden, da bisher die Stützenbewehrung auf der Gegenseite des Riegels durch die abgebogene Riegelbewehrung unterhalb des Riegelanschlusses verstärkt und somit erheblich weniger beansprucht wurde. Das Verbundverhalten dieser Bewehrung dürfte von besonderem Interesse sein, da für diese Stäbe der günstige Einfluß der Biegedruckzone des Riegels nicht mehr vorhanden ist.

Bei den bisherigen Versuchen wurde die Längsbewehrung nicht gestoßen. In der Praxis wird sich jedoch aus arbeitstechnischen Gründen ein Stoß der Stützenbewehrung im Knotenbereich kaum vermeiden lassen. Deshalb sollten auch im Versuch die ungünstigen Auswirkungen eines Bewehrungsstoßes untersucht werden.

VERSUCHSKÖRPER und LASTANORDNUNG M. 1:20

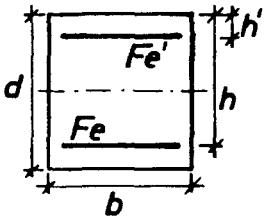


Versuch	h_o	h_u	d_R
Re 1	121	139	40
Re 2	120	140	40
Re 3	125	145	30

N Normalkraft
[Mp]

MOMENT-NORMALKRAFT-DIAGRAMM

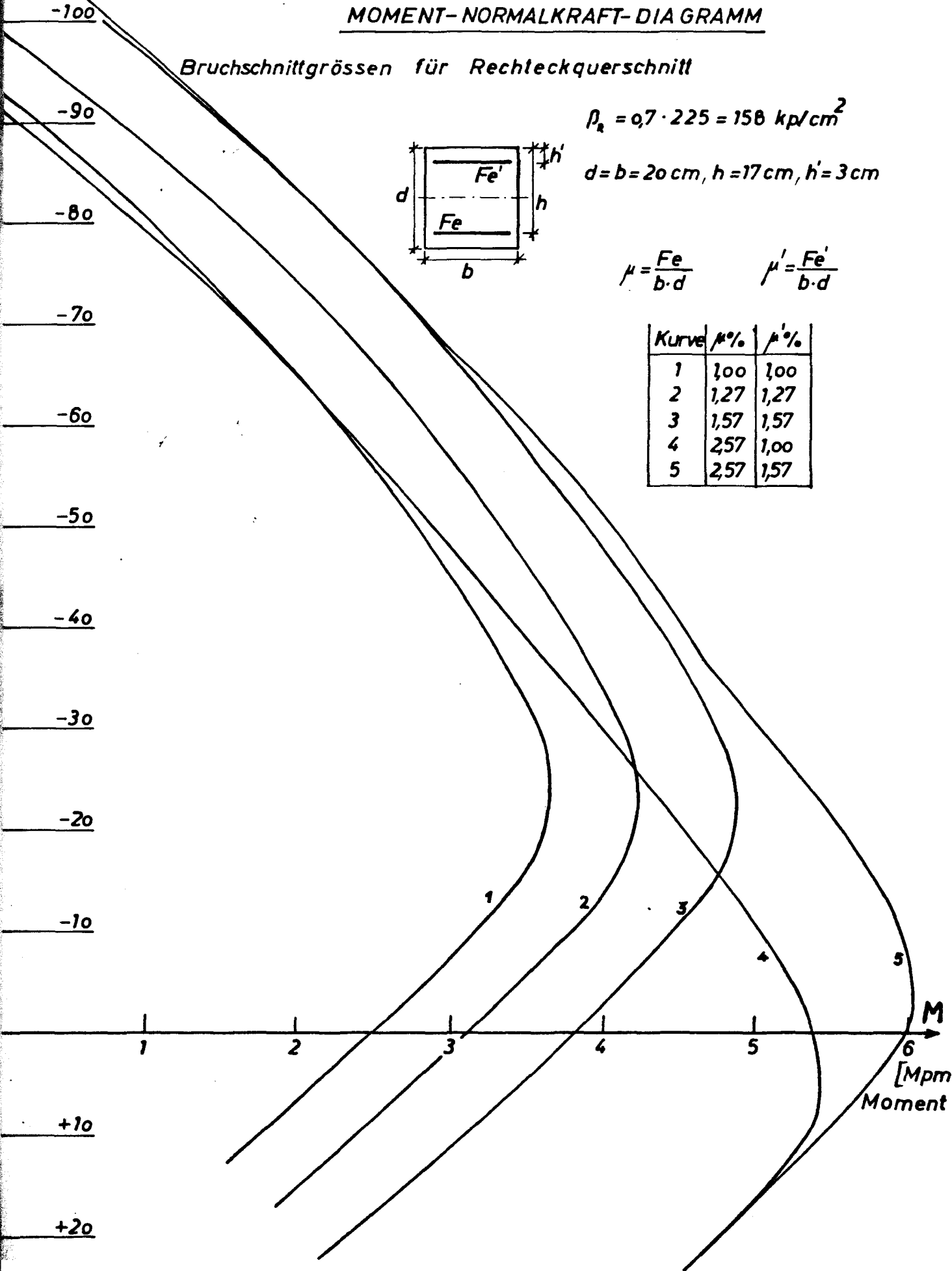
Bruchschnittgrößen für Rechteckquerschnitt

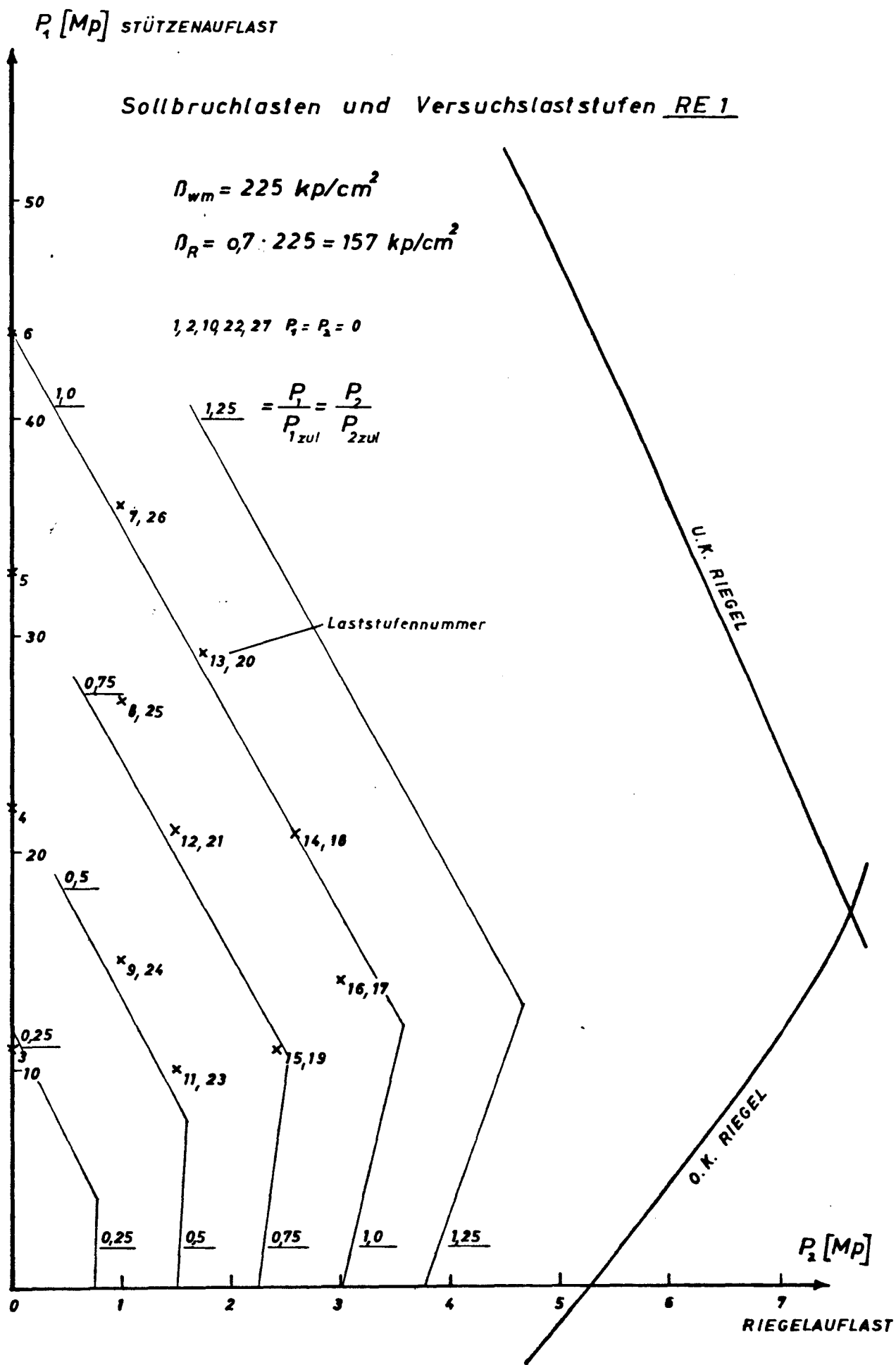


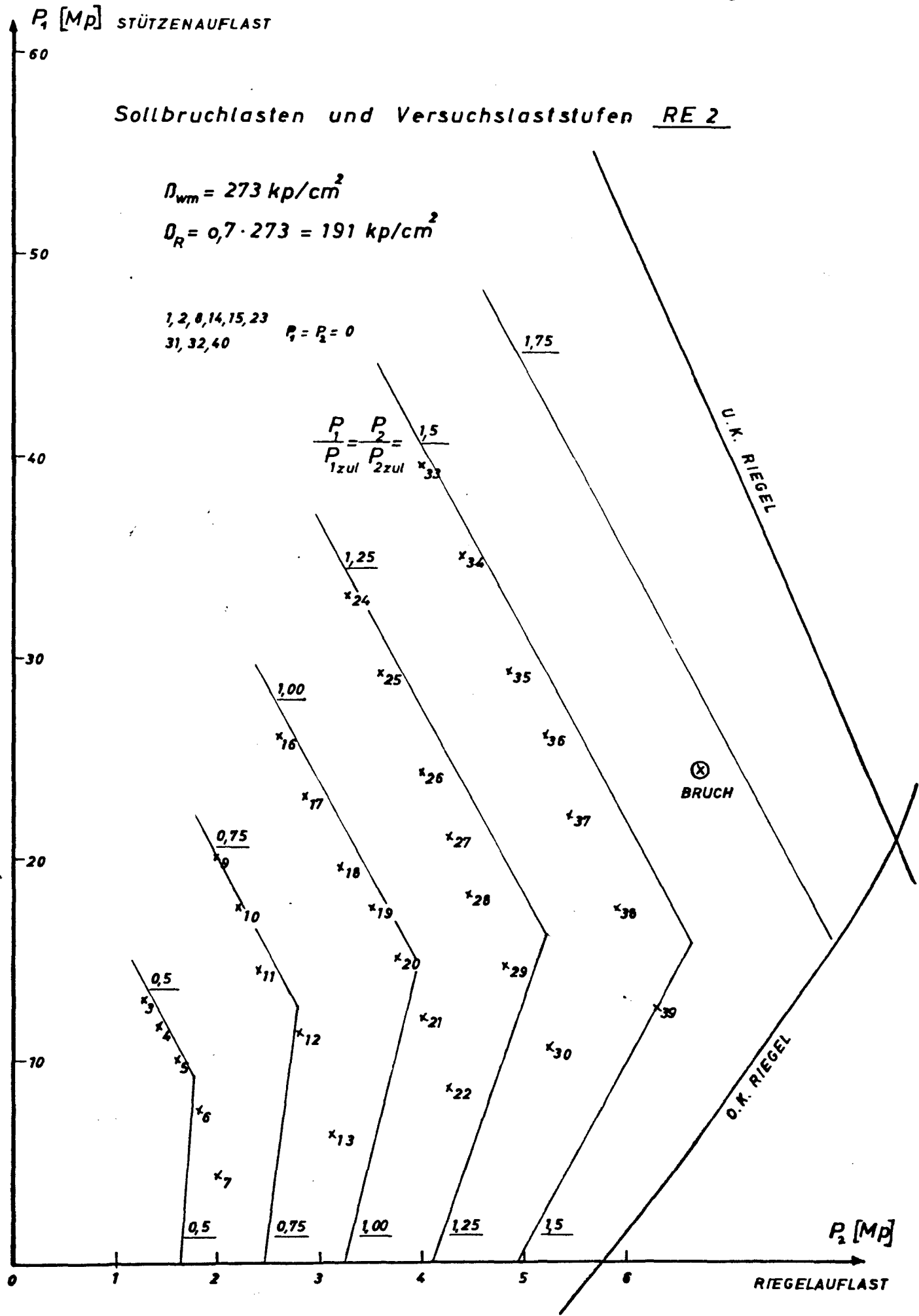
$\beta_k = 0,7 \cdot 225 = 158 \text{ kp/cm}^2$
 $d = b = 20 \text{ cm}, h = 17 \text{ cm}, h' = 3 \text{ cm}$

$\mu = \frac{Fe}{b \cdot d} \qquad \mu' = \frac{Fe'}{b \cdot d}$

Kurve	$\mu\%$	$\mu'\%$
1	1,00	1,00
2	1,27	1,27
3	1,57	1,57
4	2,57	1,00
5	2,57	1,57







Sollbruchlasten und Versuchslaststufen RE 3

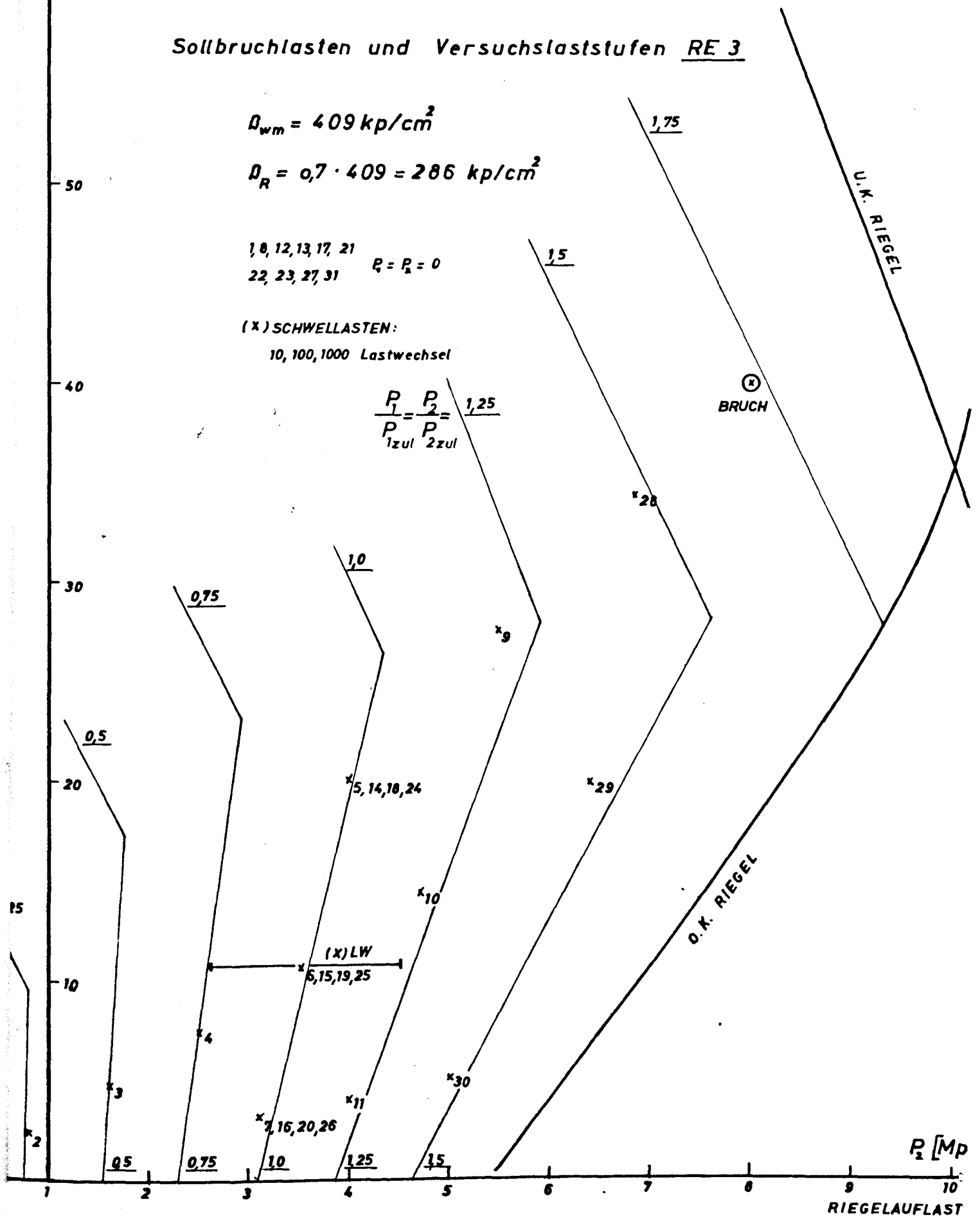
$$\sigma_{wm} = 409 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_R = 0,7 \cdot 409 = 286 \text{ kp/cm}^2$$

1, 8, 12, 13, 17, 21
22, 23, 27, 31 $P_1 = P_2 = 0$

(X) SCHWELLASTEN:
10, 100, 1000 Lastwechsel

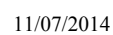
$$\frac{P_1}{P_{1zul}} = \frac{P_2}{P_{2zul}} = 1,25$$



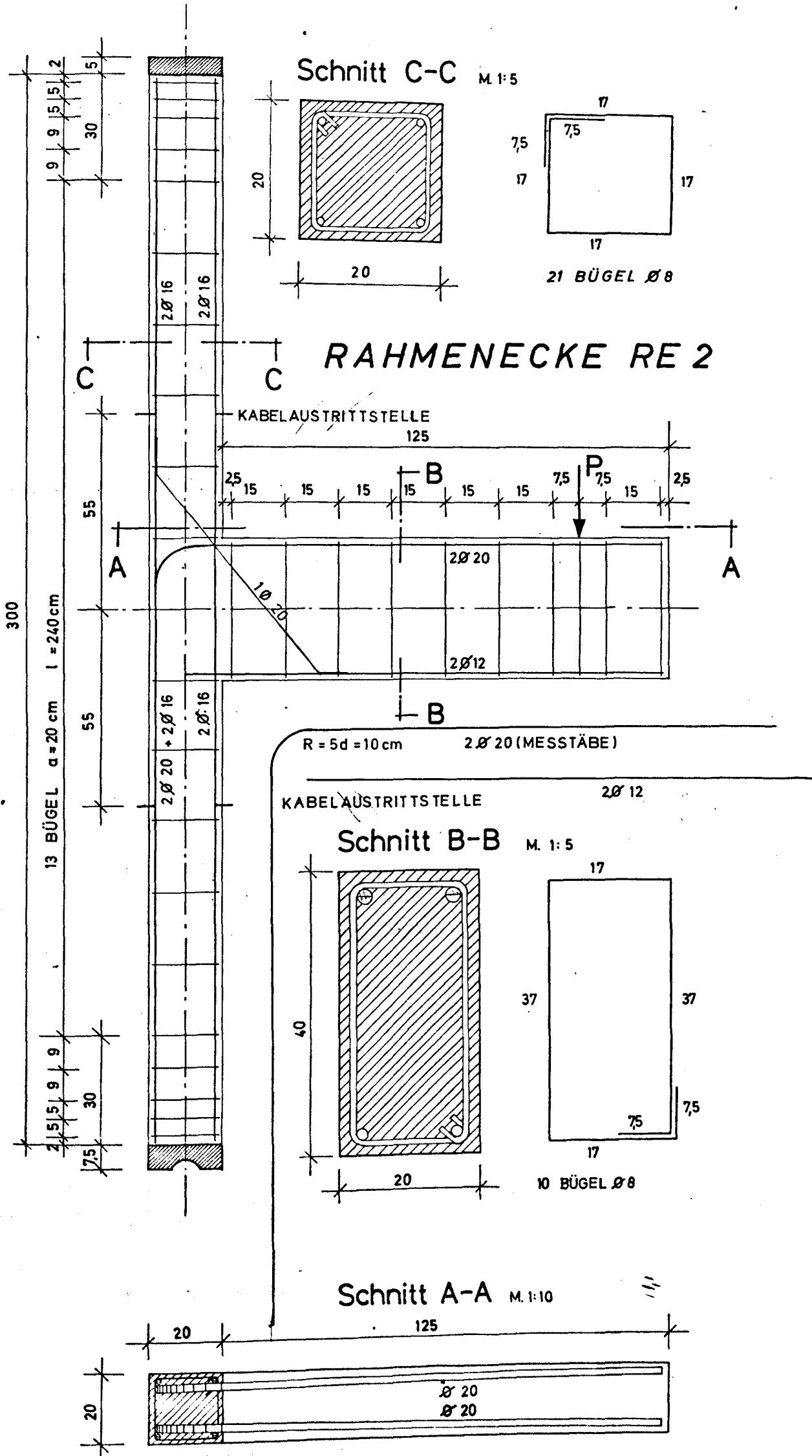
Betoneigenschaften der einzelnen Versuche

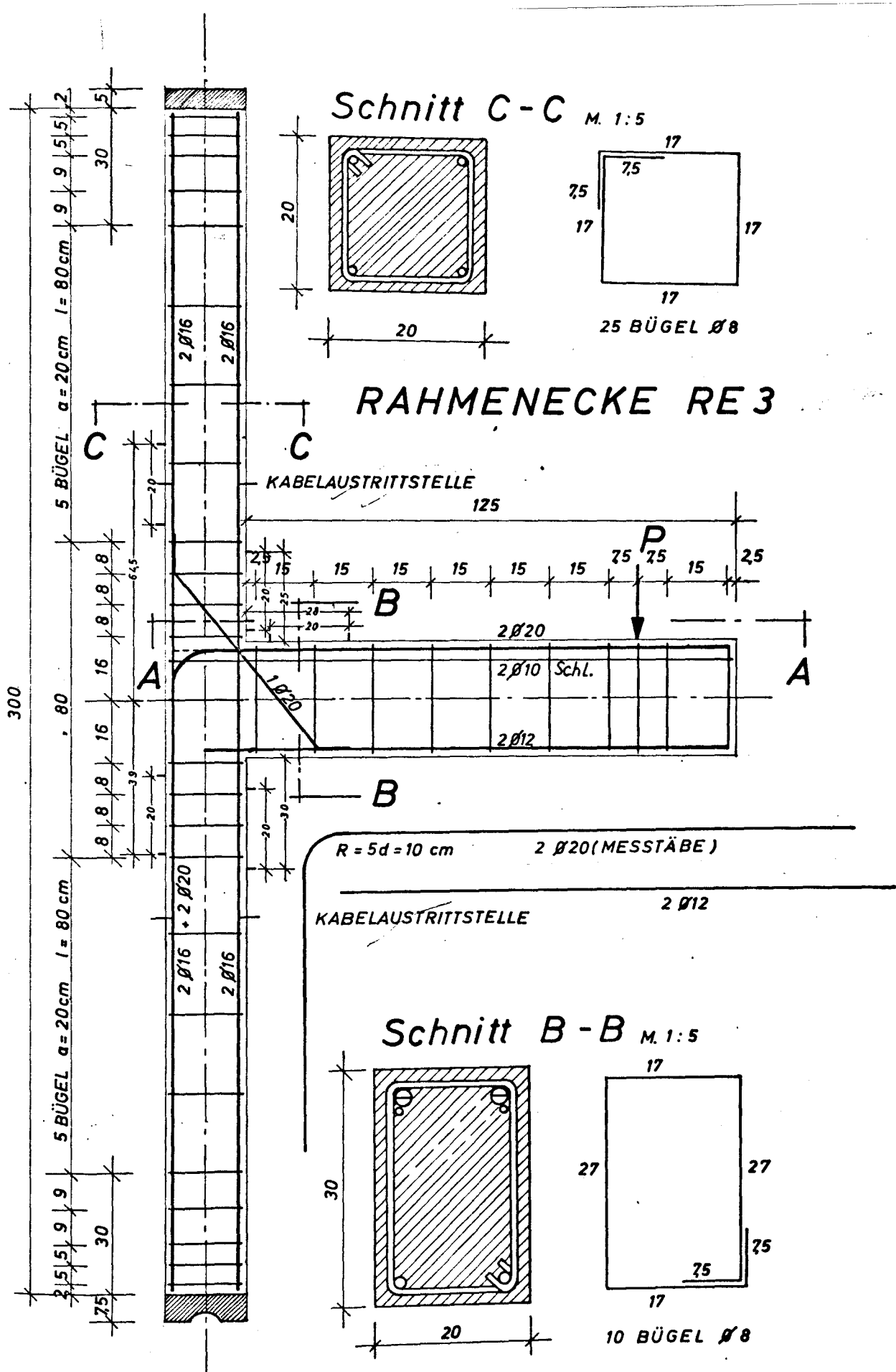
Versuchskörper:	$\frac{W}{Z}$ Faktor Ausbreit- maß	Rohwichte (kp/m^3)	Betondruckfestigkeit		Elastizitätsmodul	
			an Würfeln 20/20/20 cm β_w (kp/cm^2)	Prismen 15/15/70 cm β_p (kp/cm^2) p(28 Tage)	an Prismen 15/15/70 cm (Mp/cm^2) (28 Tg.) E_1	E_{10}
RE 1 betoniert 4.5.70 geprüft 1.6.70	0,85 37	2,26	7 Tg. 142, 137, 140 1.M. 140	193,3	265	282
		2,25	14 " 167, 172, 170 " 170	193,0	238	296
		2,235	21 " 215, 215 " 215	195,3	254	
		2,21	28 " 230, 220, 222, 225 " 225	1.M. 194	1.M. 252	1.M. 289
RE 2 betoniert 31.8.70 geprüft 28.9.70	0,85 37	2,29	7 Tg. 205, 202, 205 1.M. 204	210	241	268
		2,26	14 " 222, 212, 220 " 218	220	246	265
		2,25	21 " 267, 272, 287 " 275	216	268	276
		2,24	28 " 282, 257, 280 " 273	219 1.M. 216	1.M. 252	1.M. 270
RE 3 betoniert 5.11.70 geprüft 24.11.70	0,65 35	2,35	7 Tg. 297, 300, 295 1.M. 297	352	282	302
		2,32	14 " 370, 365, 360 " 365	342	284	310
		2,32	19 " 412, 400, 415 " 409	339	268	296
		2,31	(28)" 392, 402, 437 " 410	345 1.M. 345 +)	1.M. 278 +)	1.M. 303 +)

+) im Alter von 20 Tagen

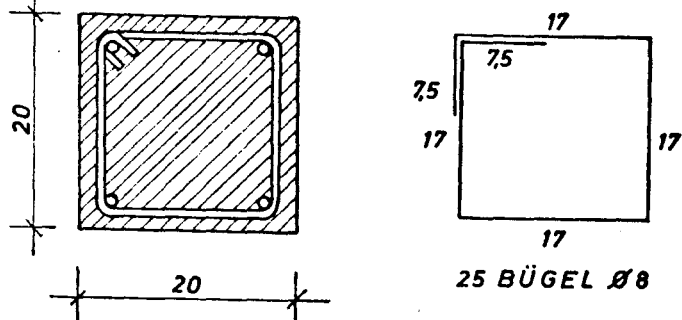


4 Ø 16



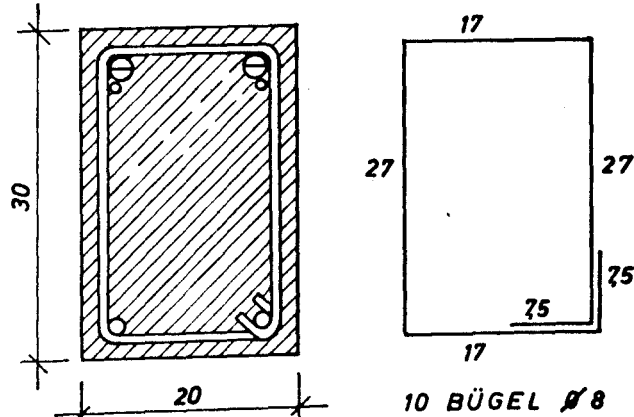


Schnitt C-C M. 1:5

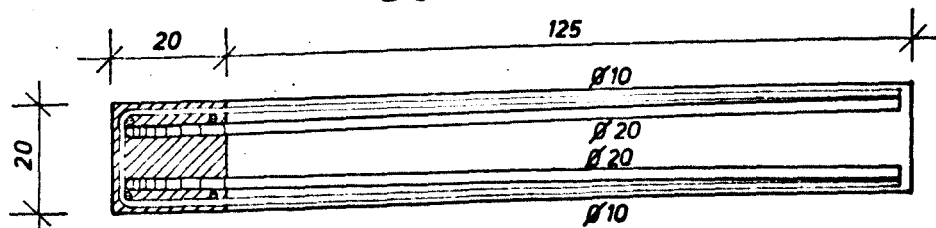


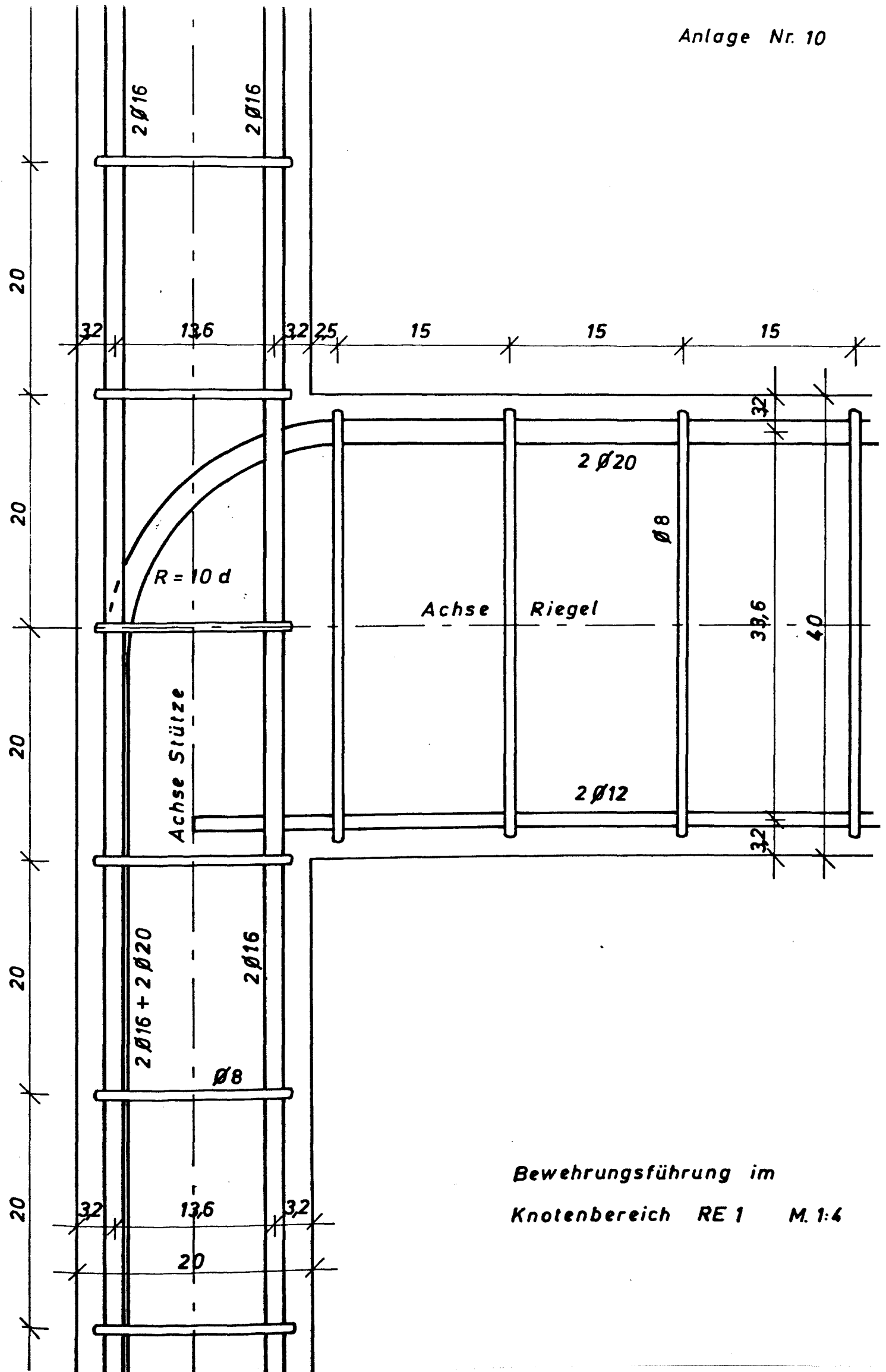
RAHMENECKE RE 3

Schnitt B - B M. 1:5

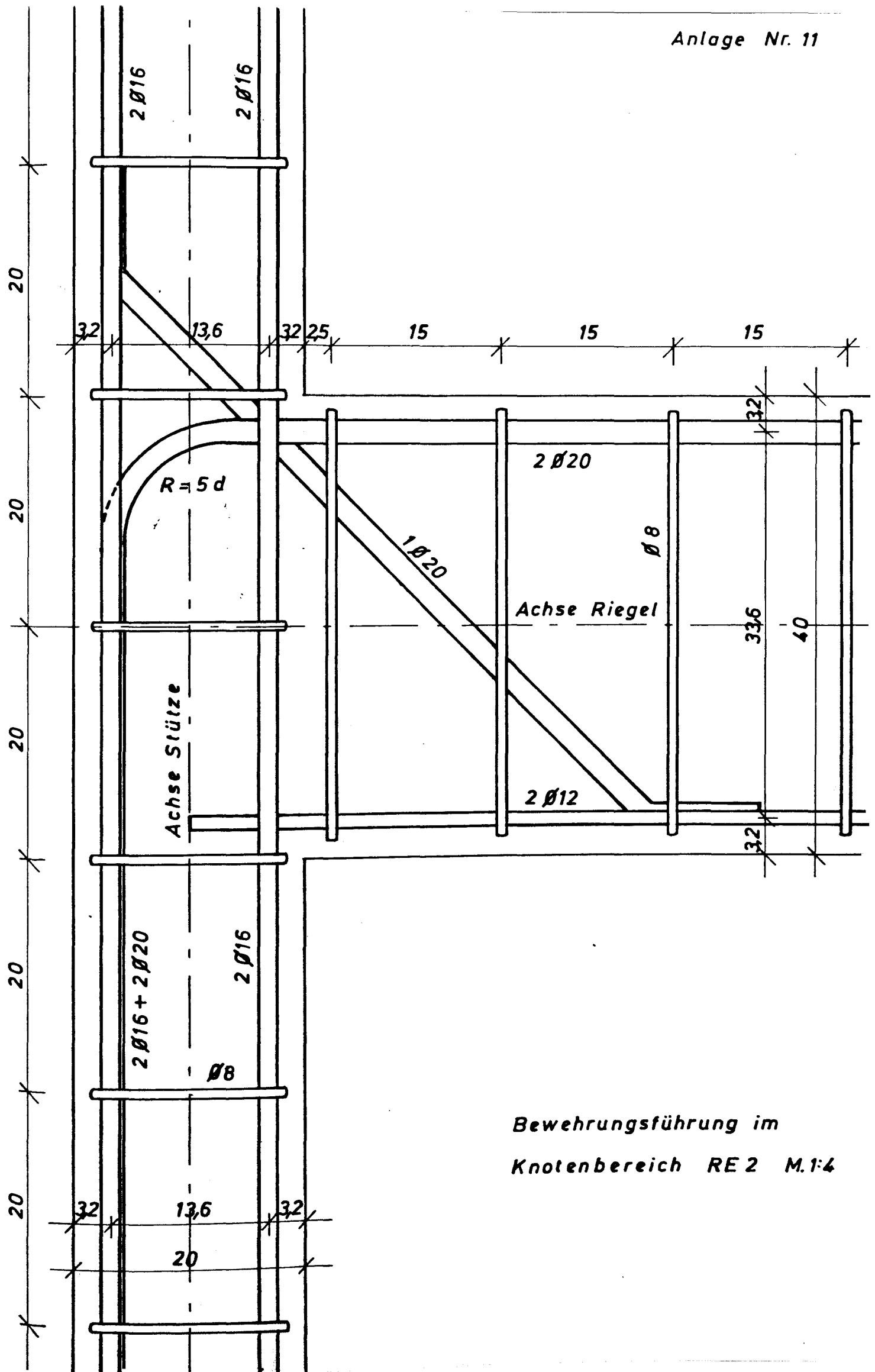


Schnitt A - A M. 1:5

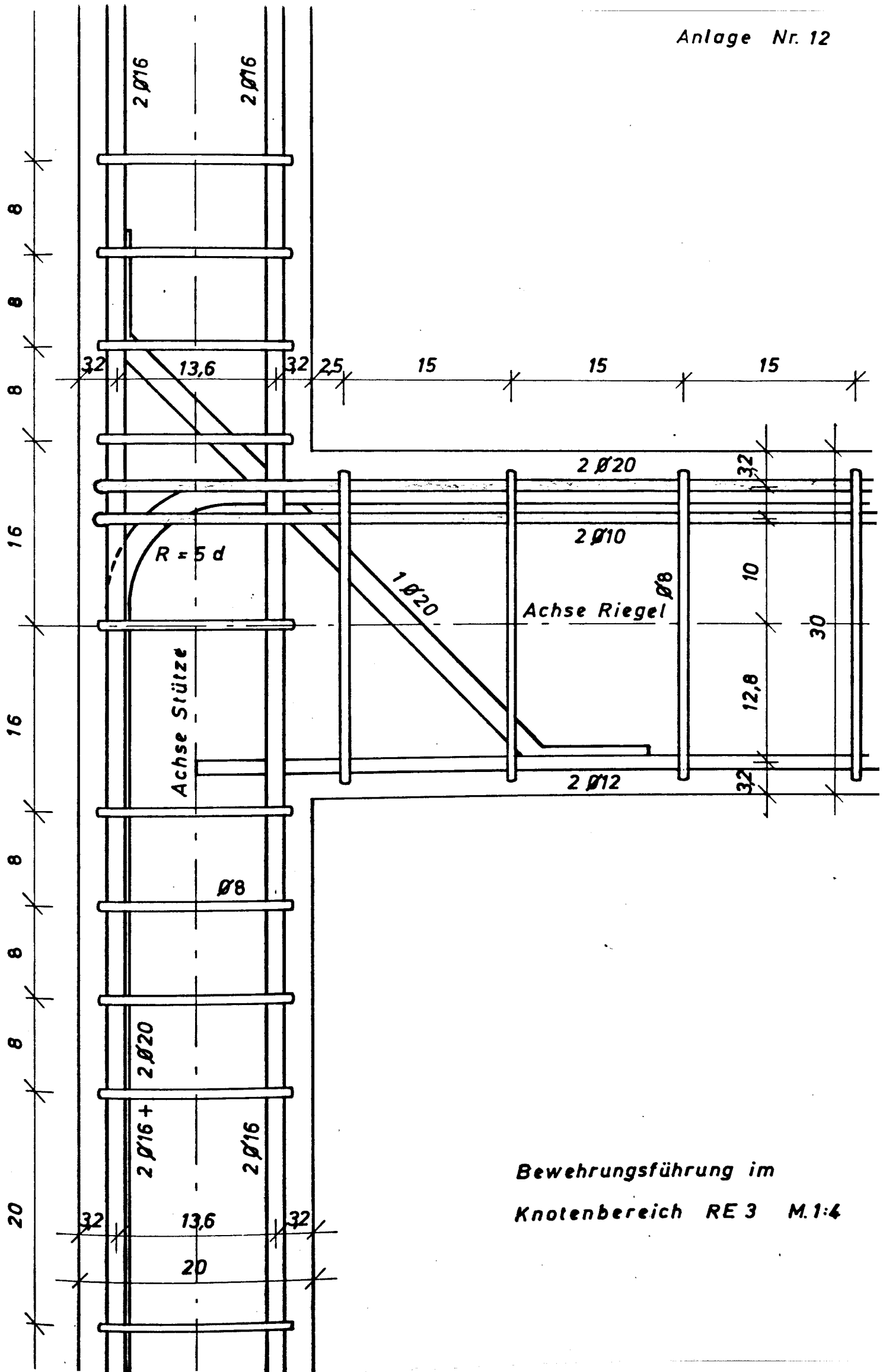




Bewehrungsführung im Knotenbereich RE 1 M. 1:4



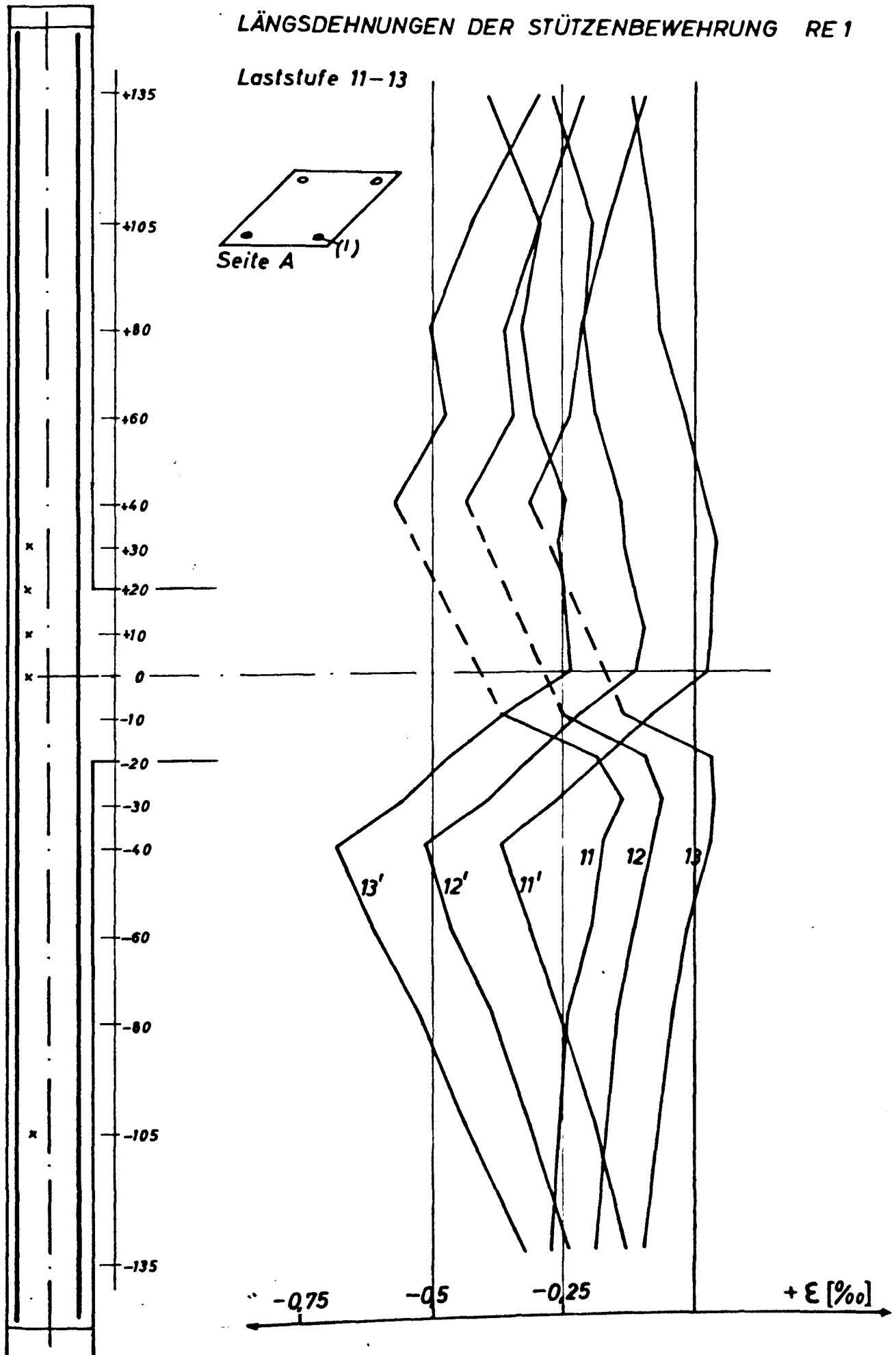
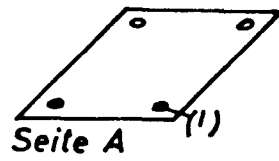
**Bewehrungsführung im
Knotenbereich RE 2 M.1:4**



Bewehrungsführung im
Knotenbereich RE 3 M.1:4

LÄNGSDEHNUNGEN DER STÜTZENBEWEHRUNG RE 1

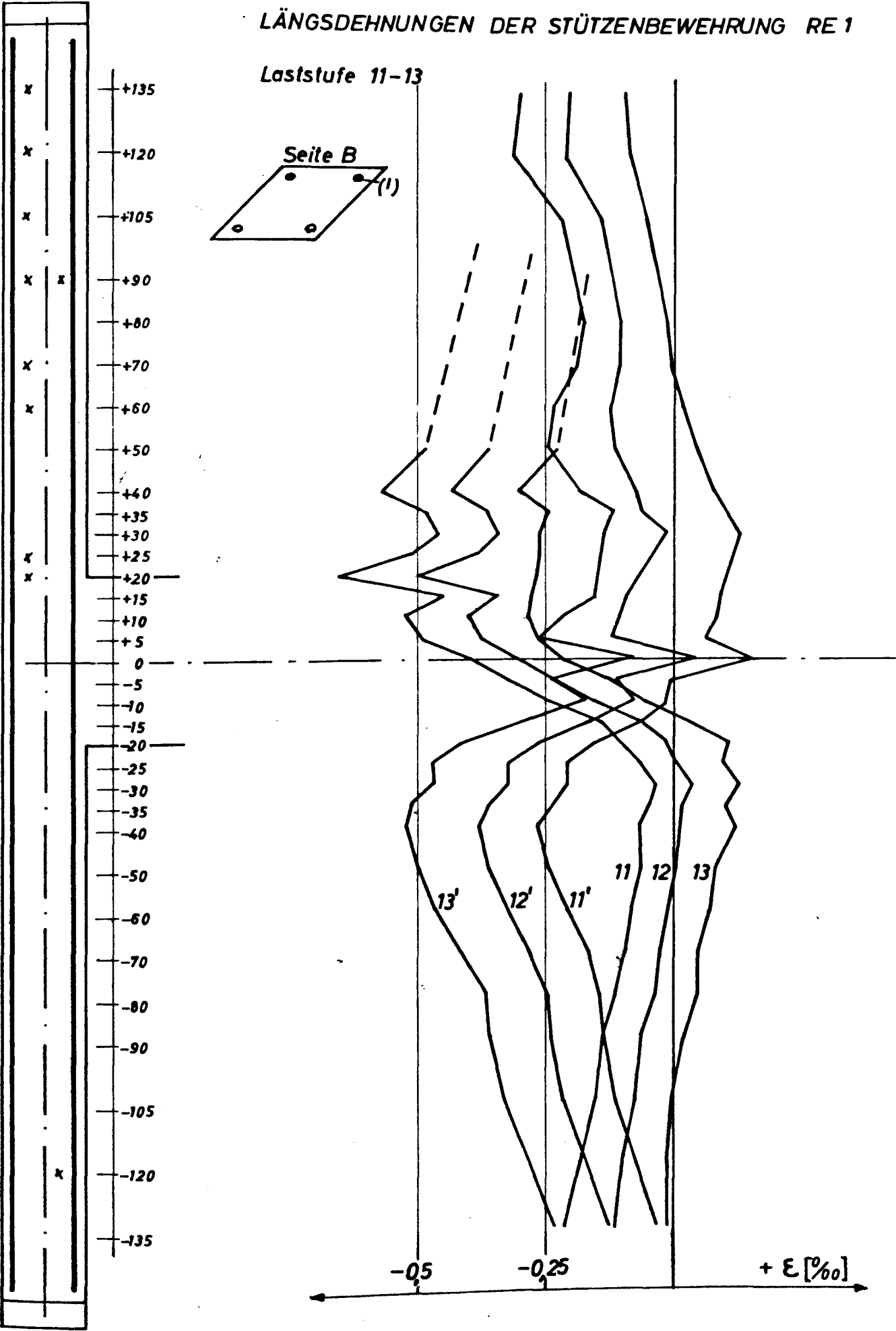
Laststufe 11-13



(x) ausgefallene Meßstelle

LÄNGSDEHNUNGEN DER STÜTZENBEWEHRUNG RE 1

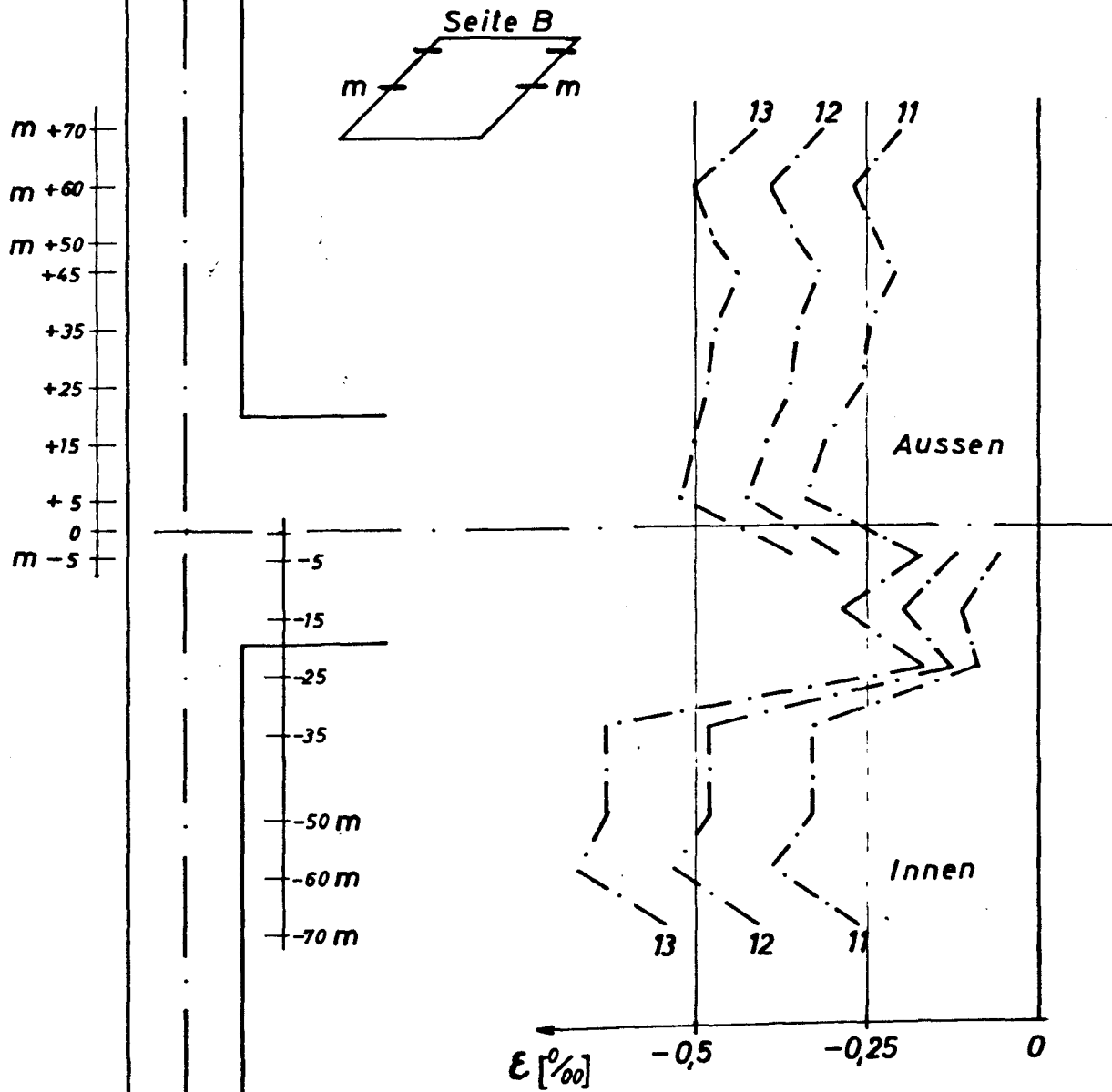
Laststufe 11-13



(x) ausgefallene Meßstelle

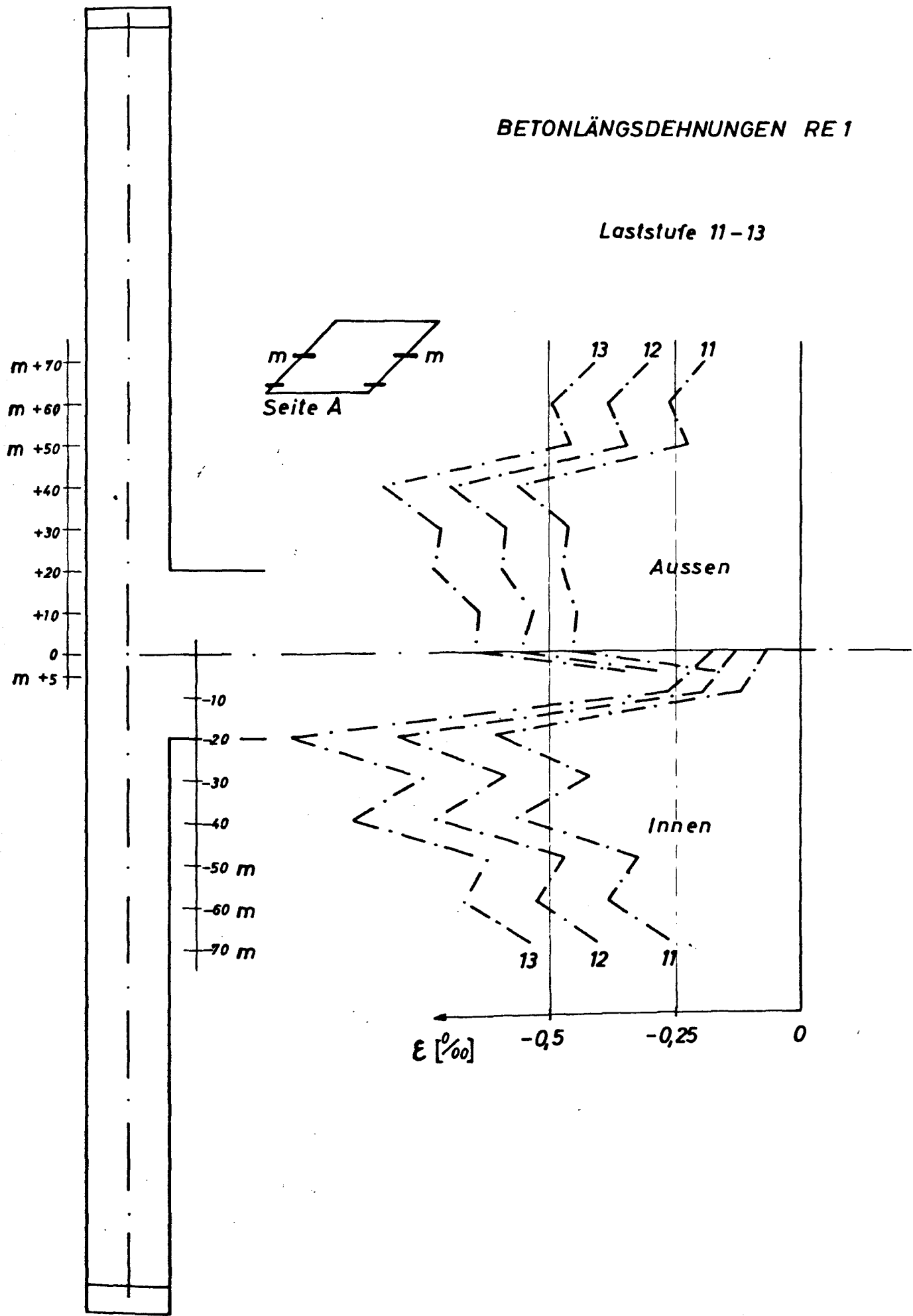
BETONLÄNGSDEHNUNGEN RE 1

Laststufe 11-13



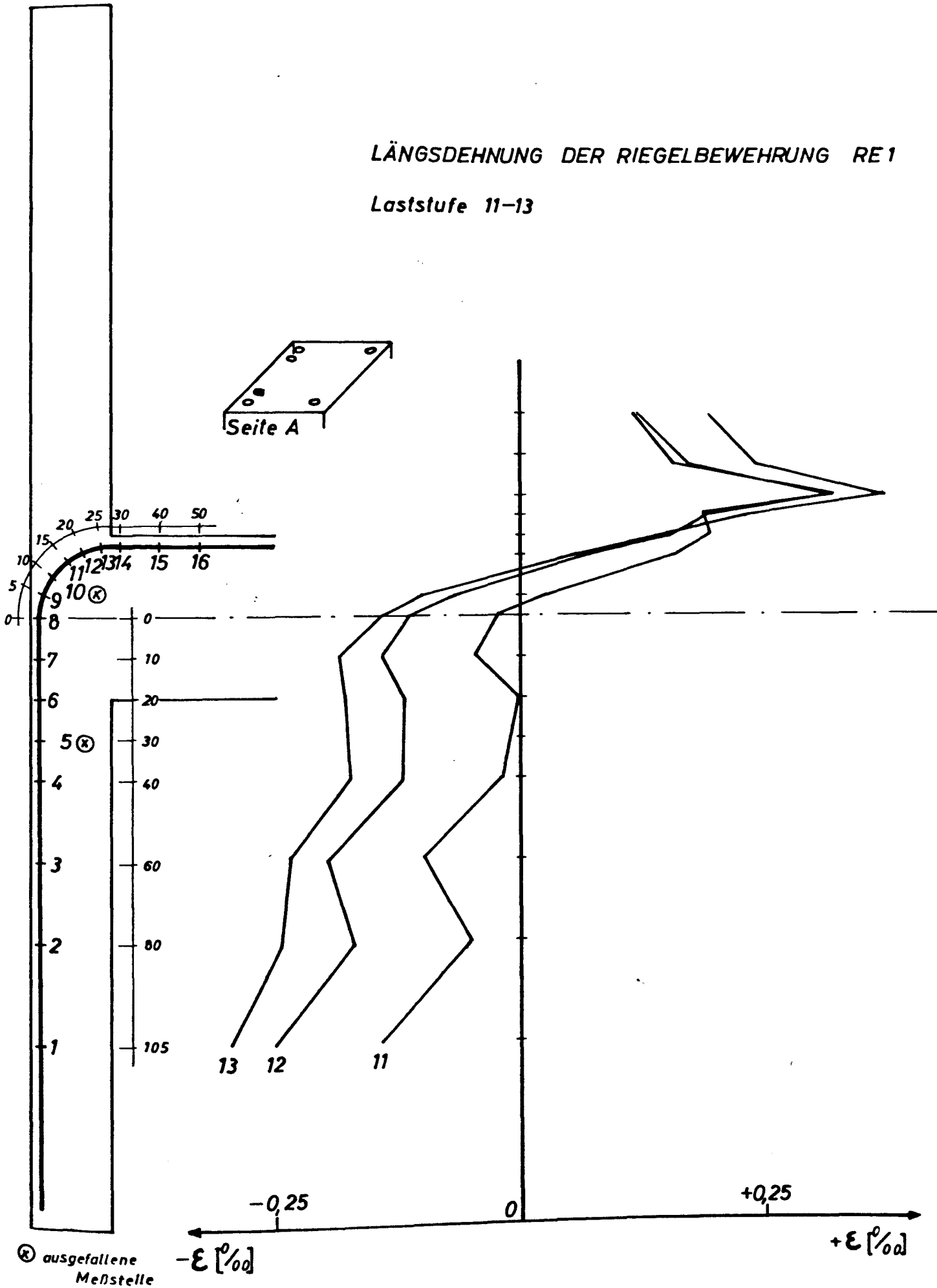
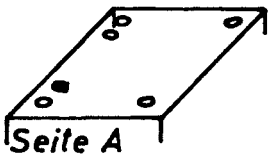
BETONLÄNGSDEHNUNGEN RE 1

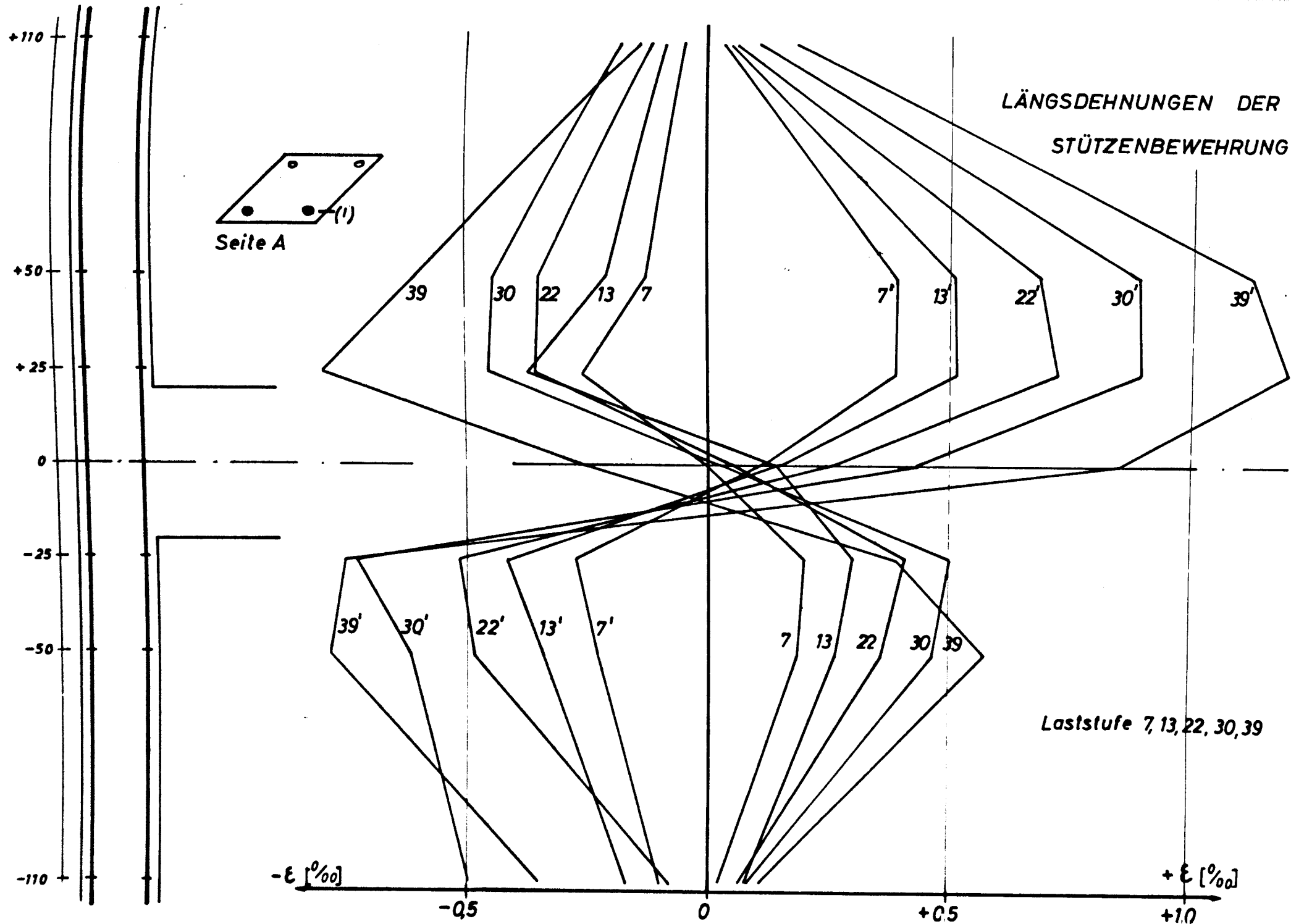
Laststufe 11-13



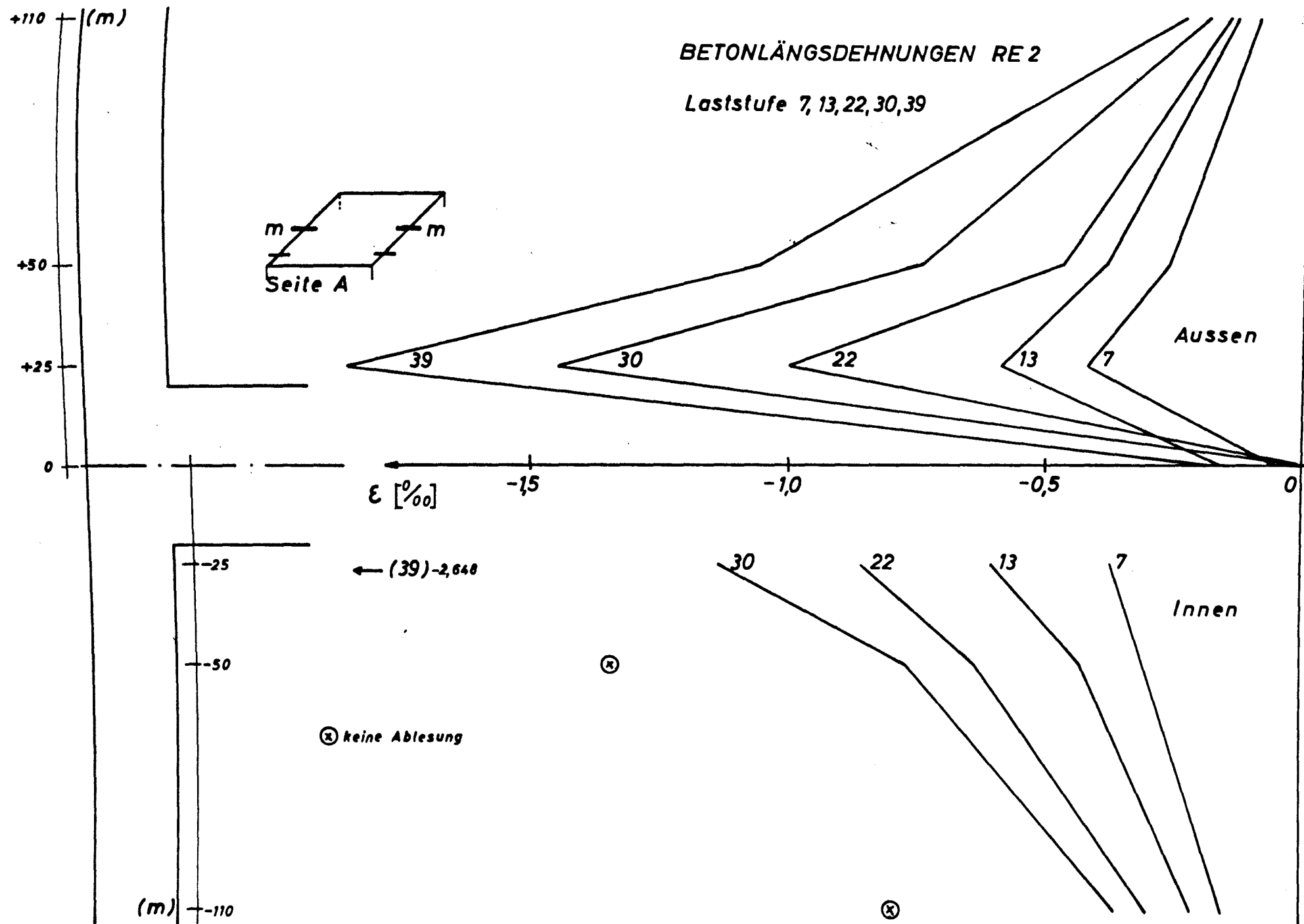
LÄNGSDEHNUNG DER RIEGELBEWEHRUNG RE1

Laststufe 11-13



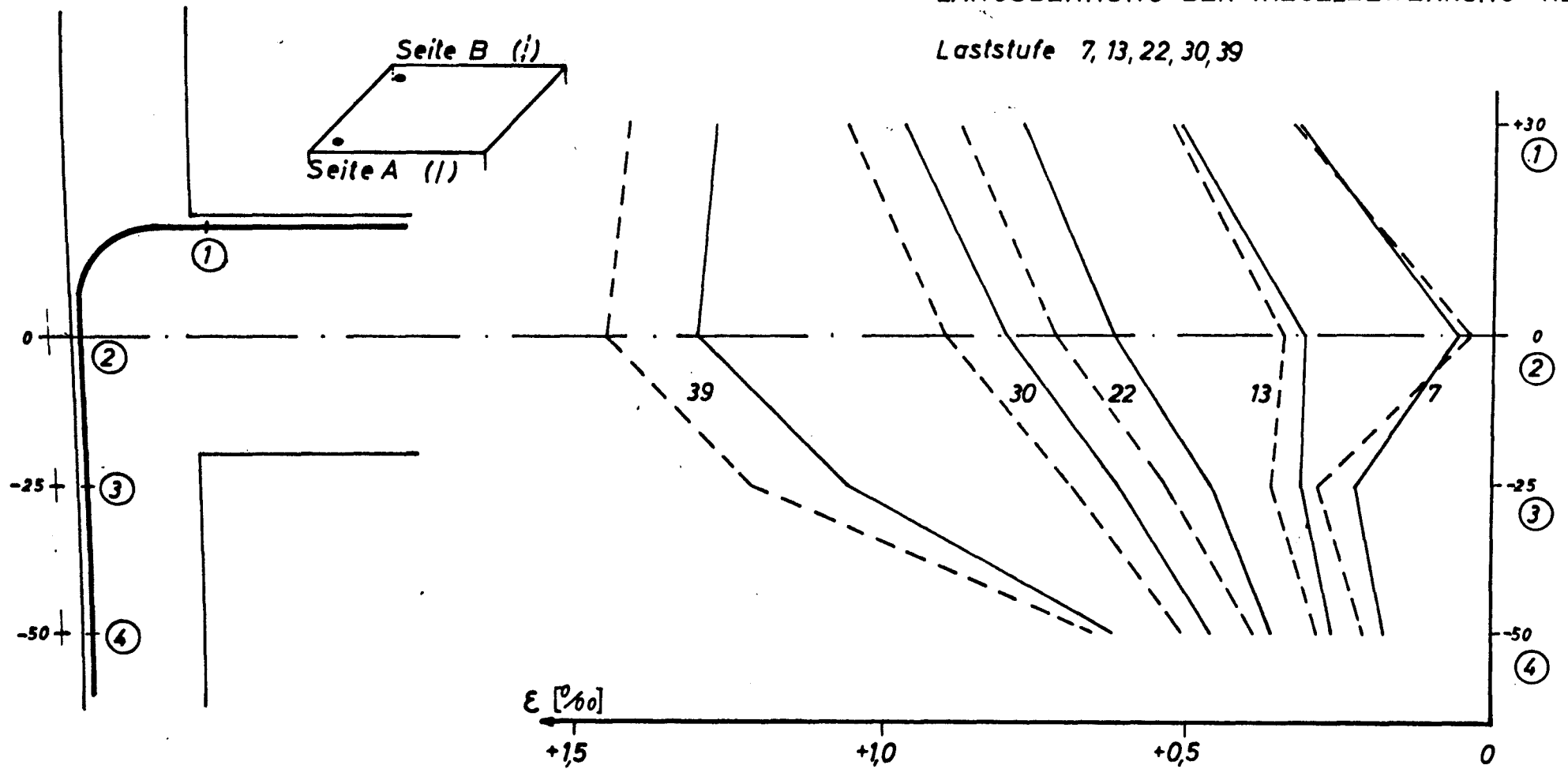


Anlage Nr. 10

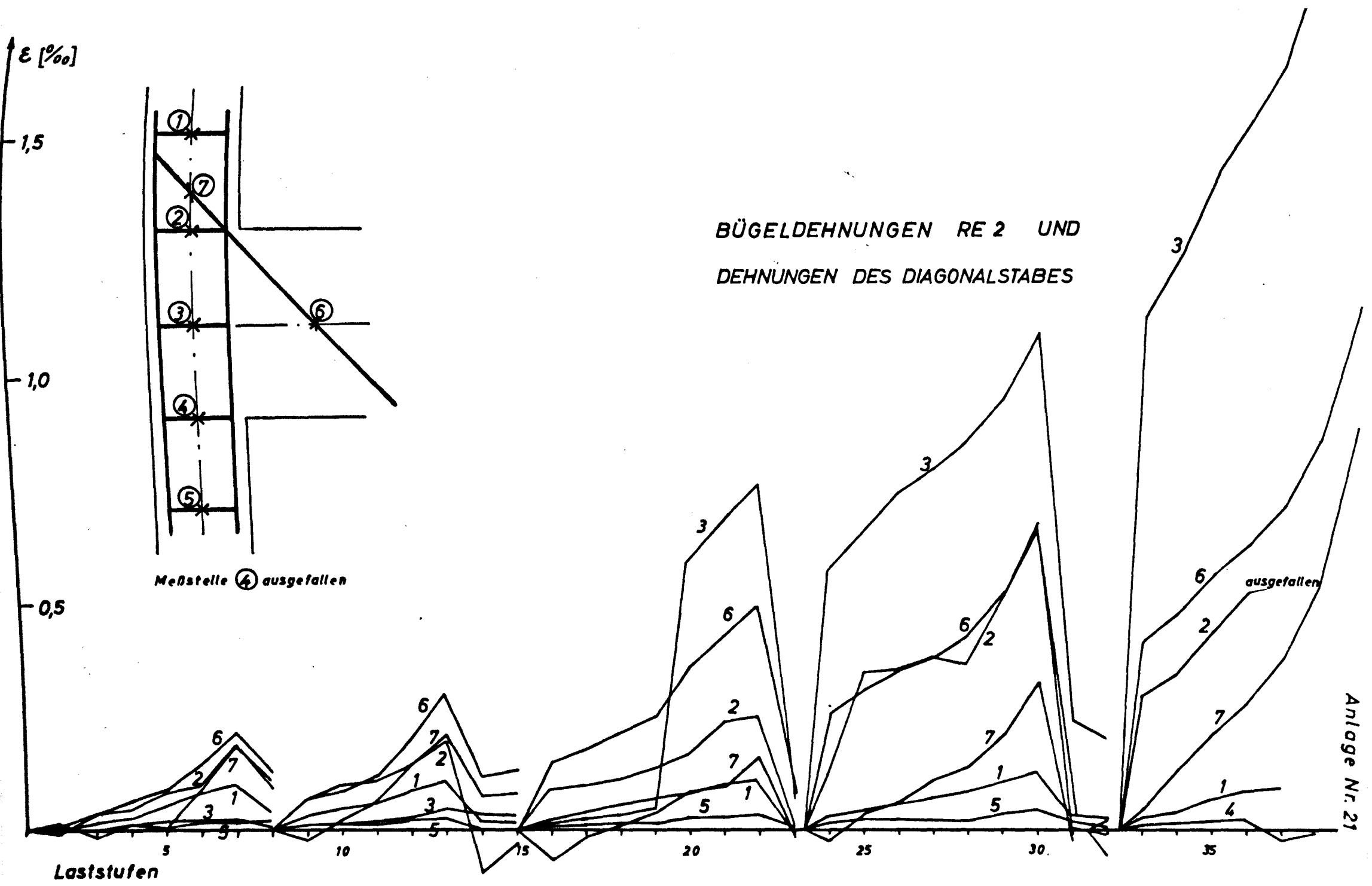


LÄNGSDEHNUNG DER RIEGELBEWEHRUNG RE 2

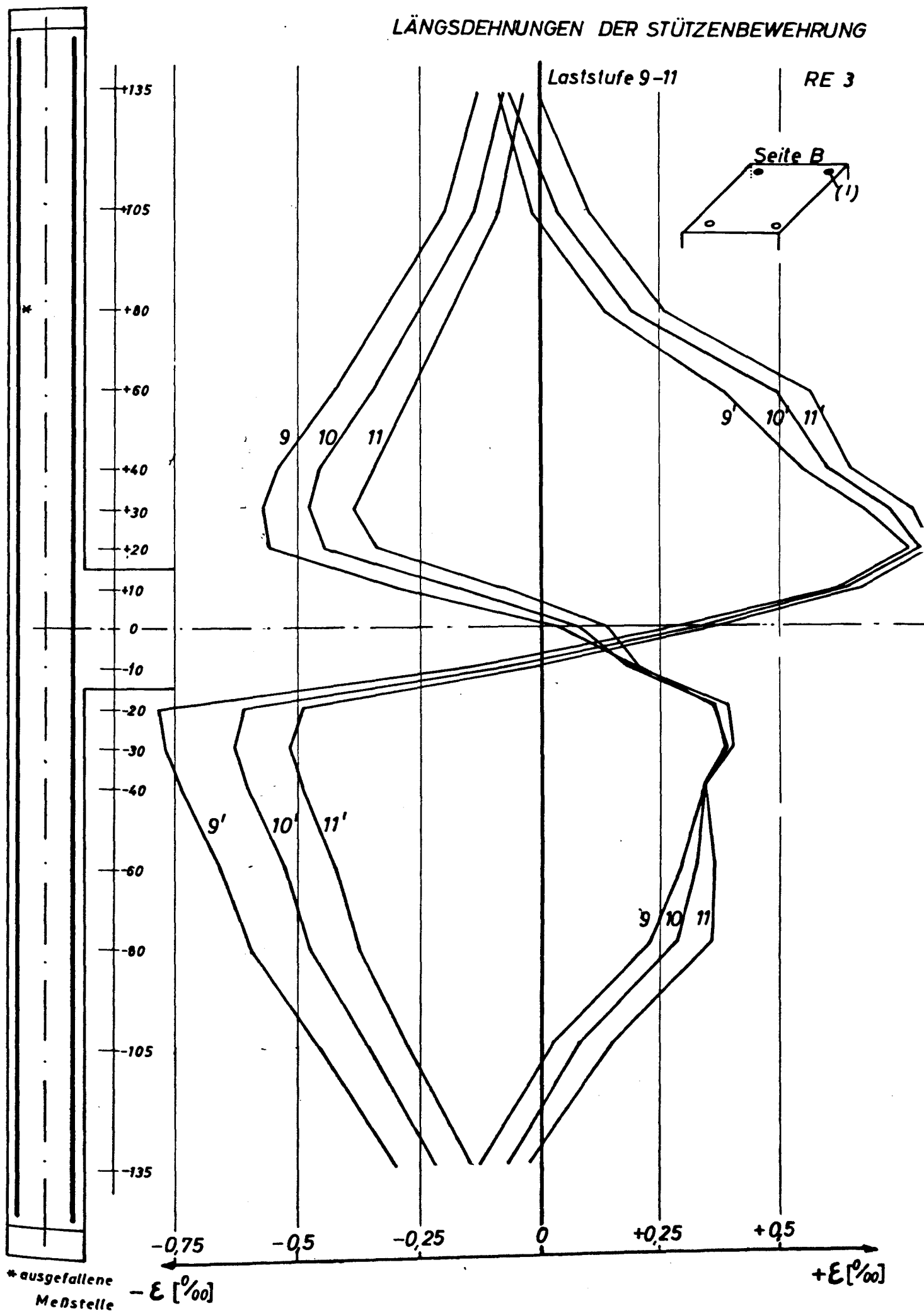
Laststufe 7, 13, 22, 30, 39



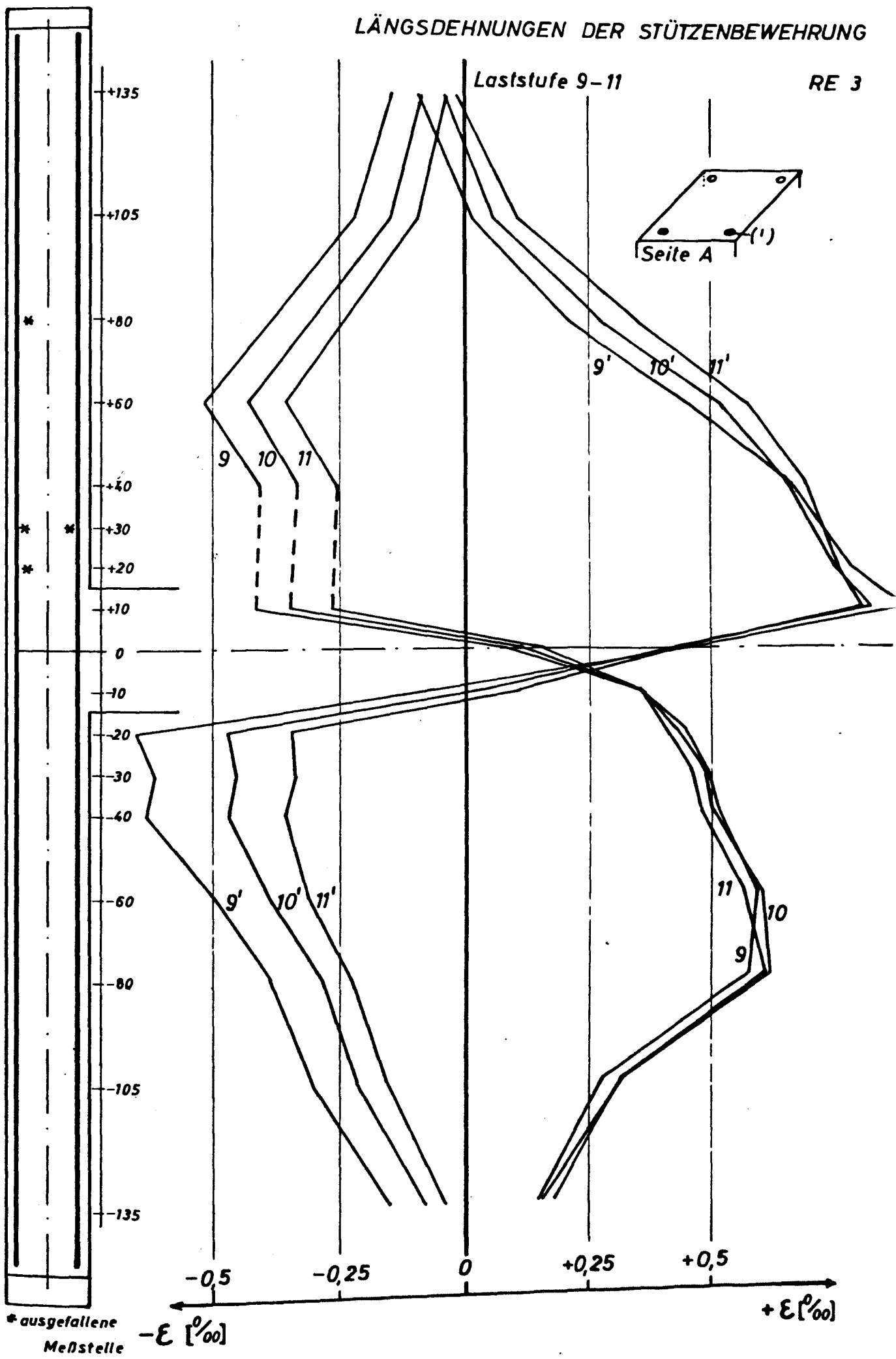
Anlage Nr. 20



LÄNGSDEHNUNGEN DER STÜTZENBEWEHRUNG

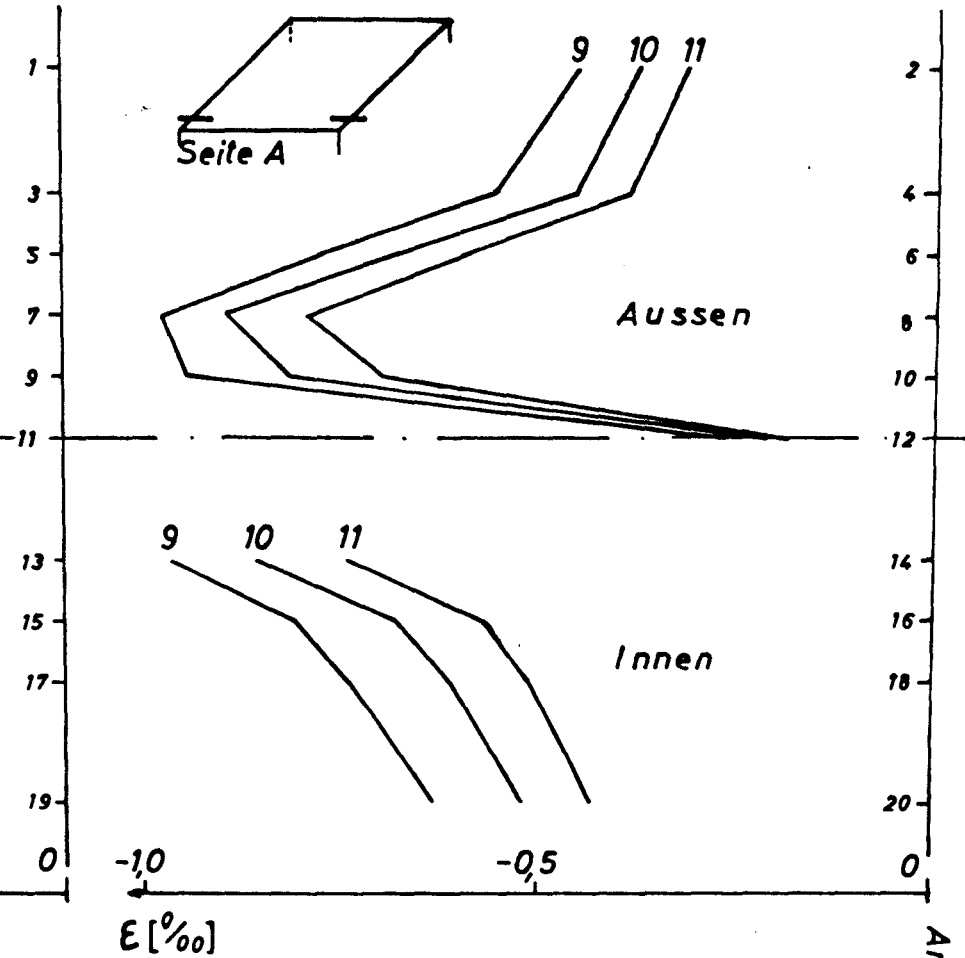
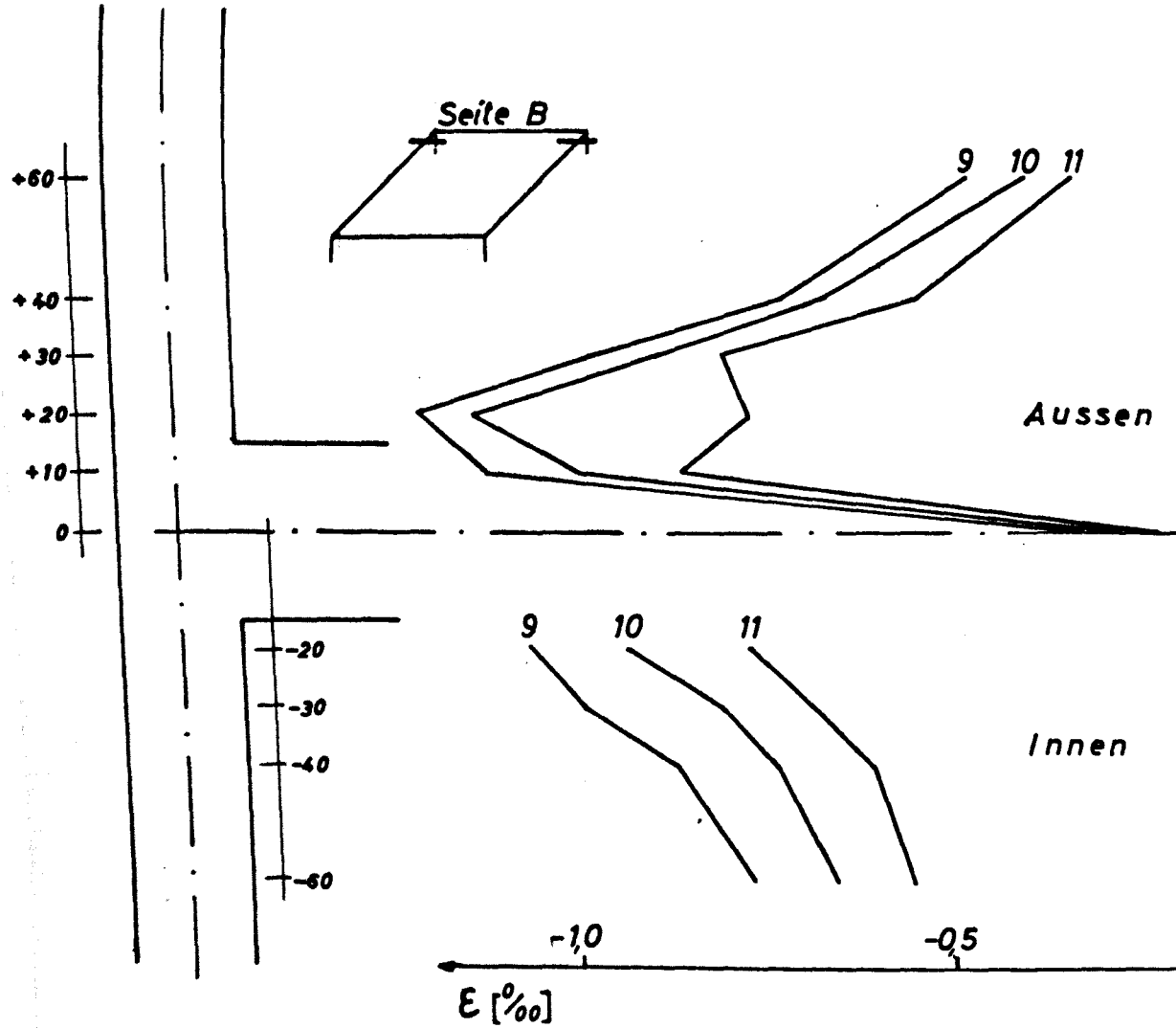


* ausgefallene Meßstelle
- ϵ [‰]



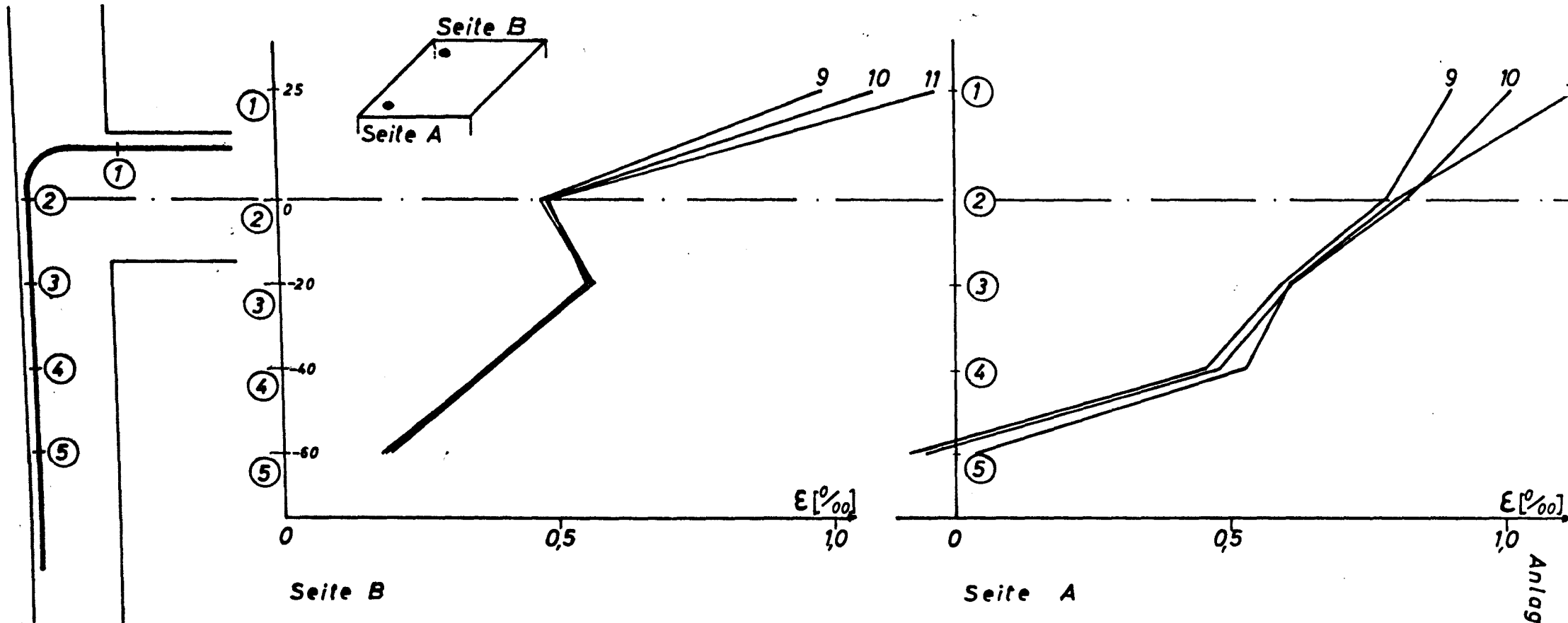
BETONLÄNGSDEHNUNGEN RE 3

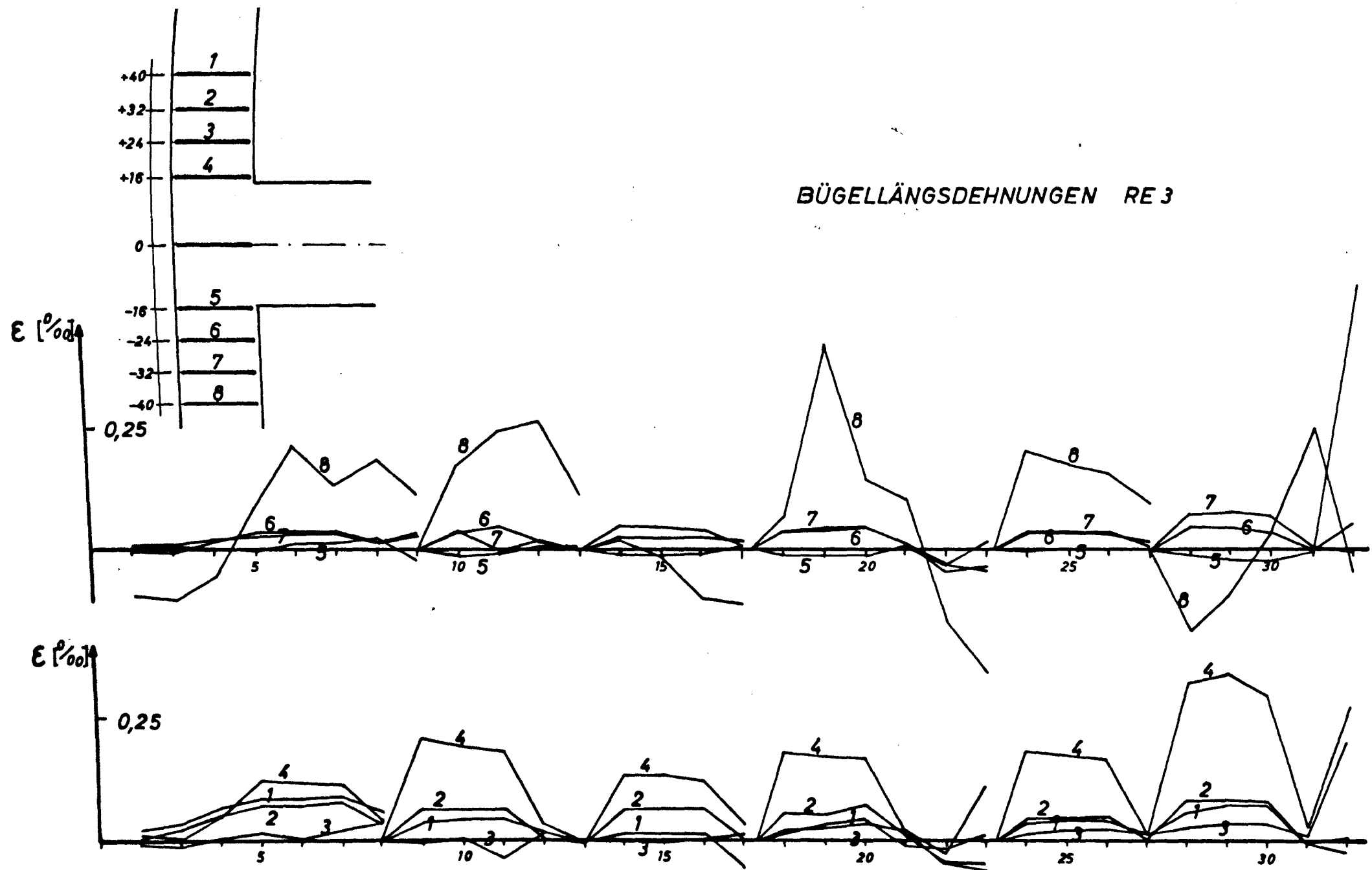
Laststufe 9-11



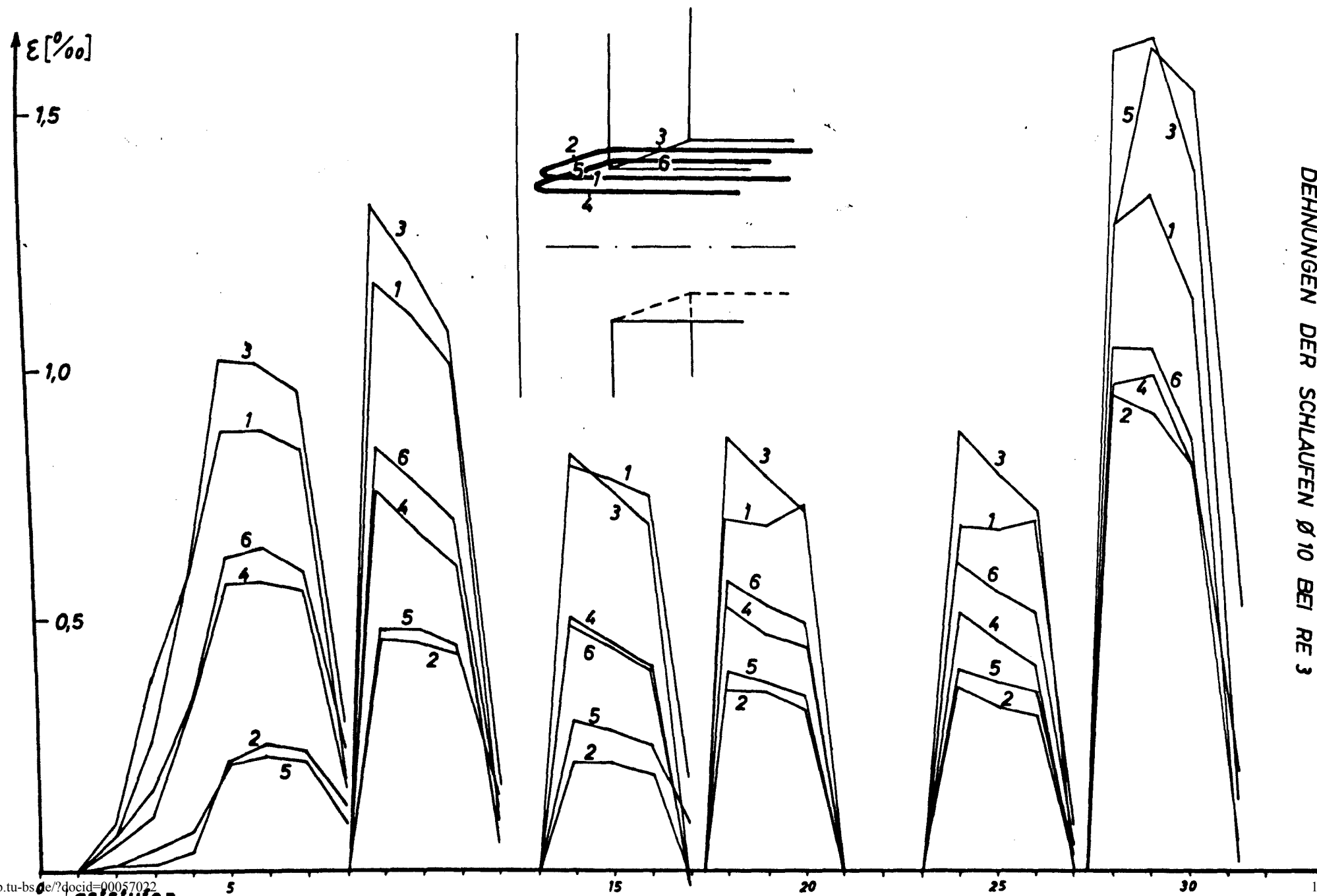
LÄNGSDEHNUNG DER RIEGELBEWEHRUNG RE 3

Laststufe 9-11





DEHNUNGEN DER SCHLAUFEN Ø10 BEI RE 3



$\frac{\Delta l}{l_0}$ [‰]

1,5

VERSCHIEBUNGSMESSUNGEN BETON-STAHL RE 3

Messbasis $l_0 = 200$ mm

1,0

0,5

0

5

10

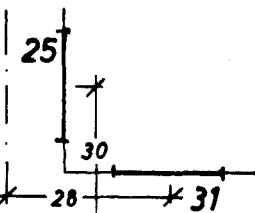
15

20

25

30

Laststufen



29

23

29

27

35

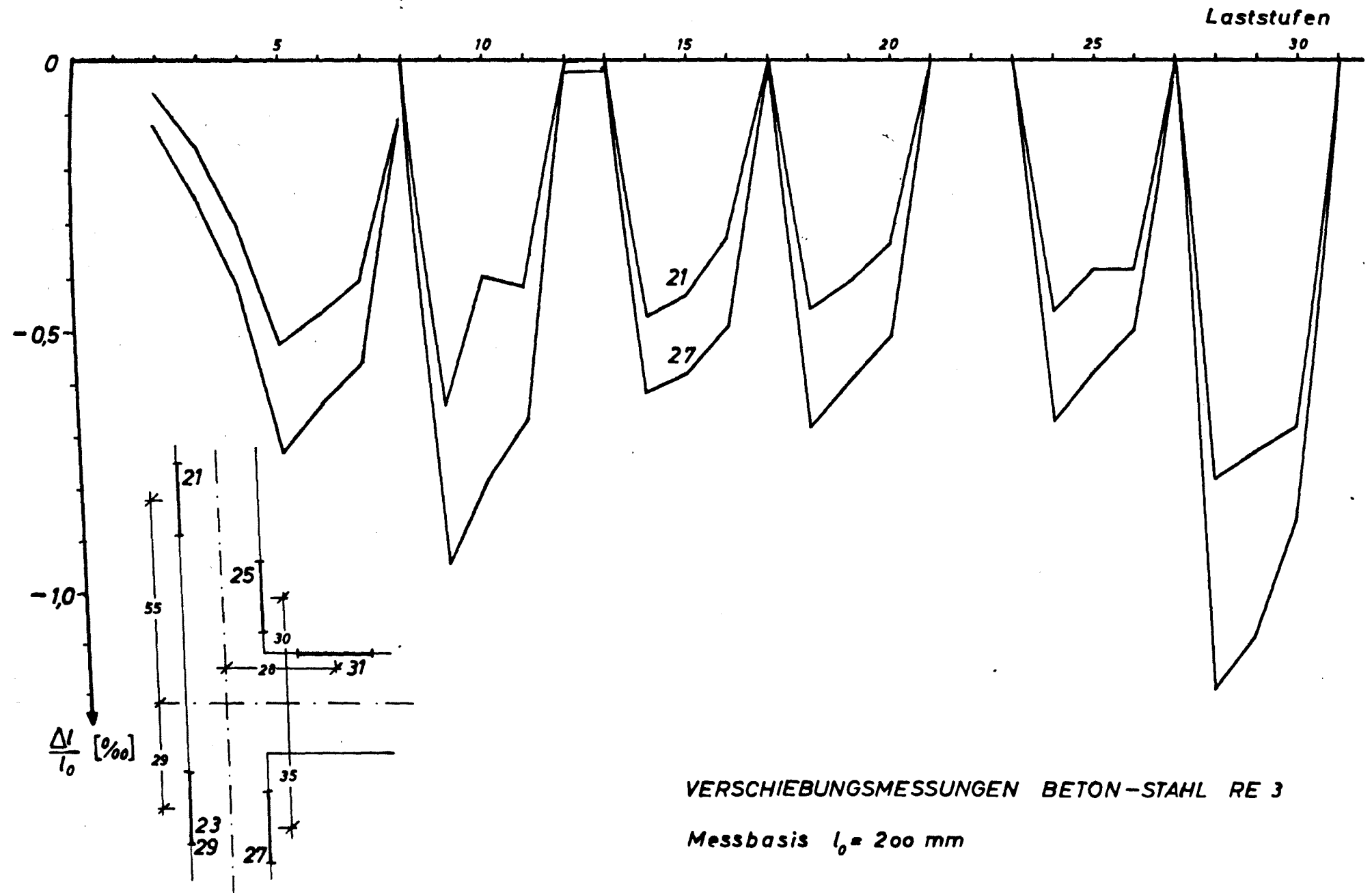
27

31

25

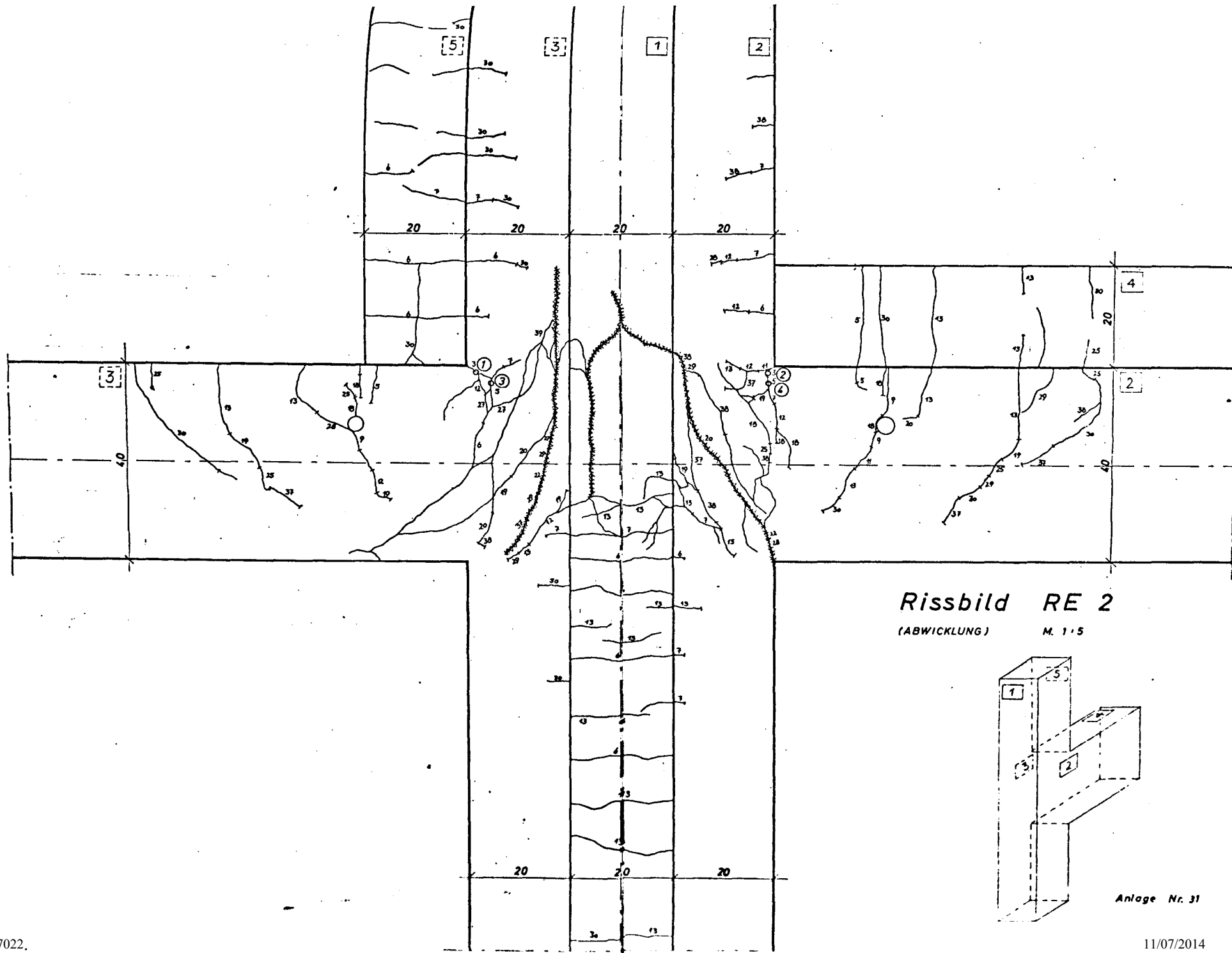
23

29

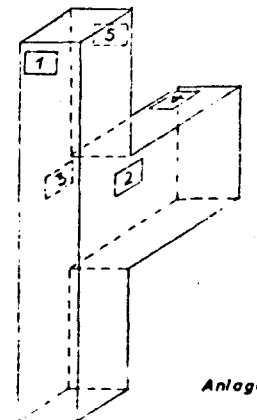


(Abwicklung) M. 1:5

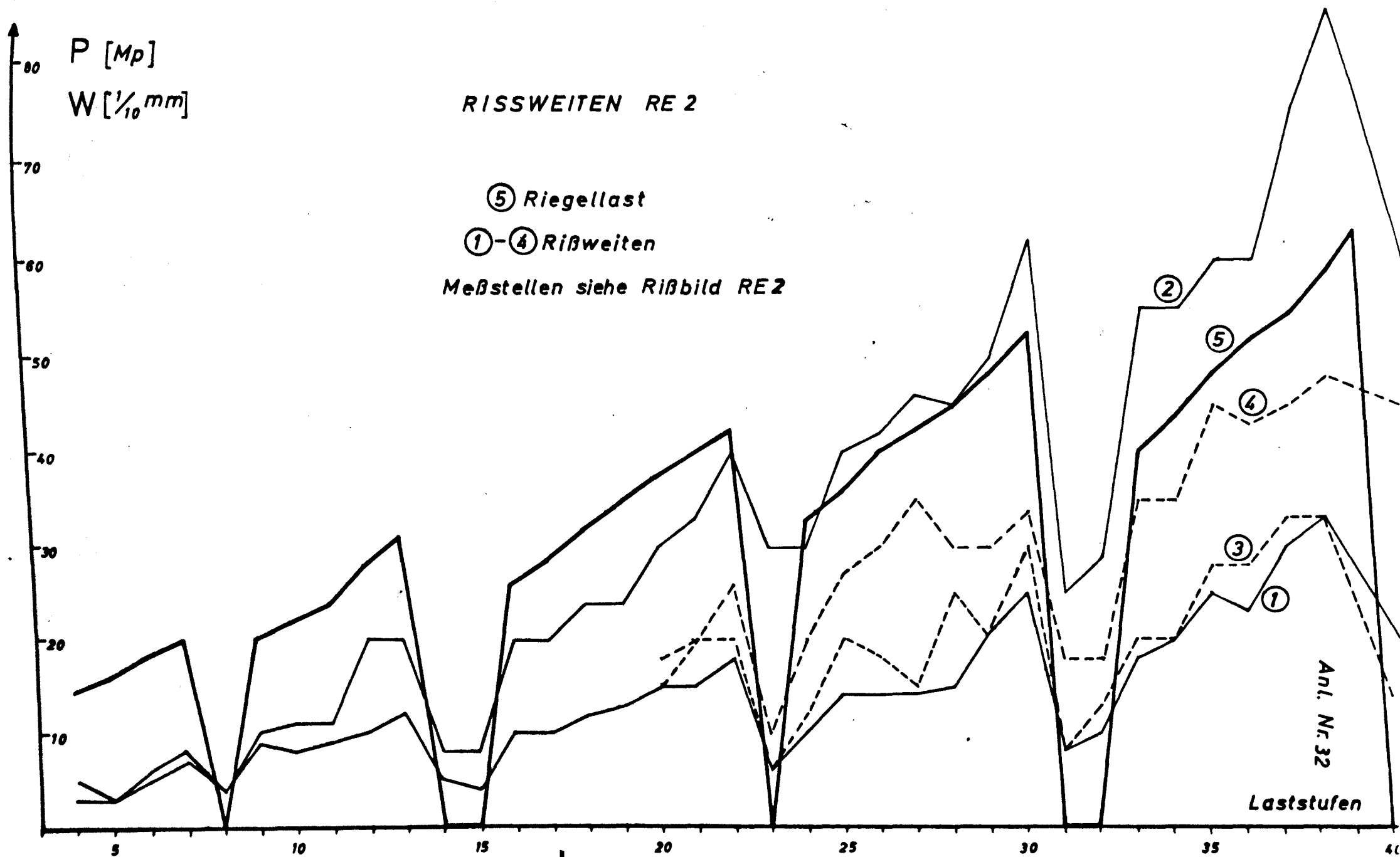


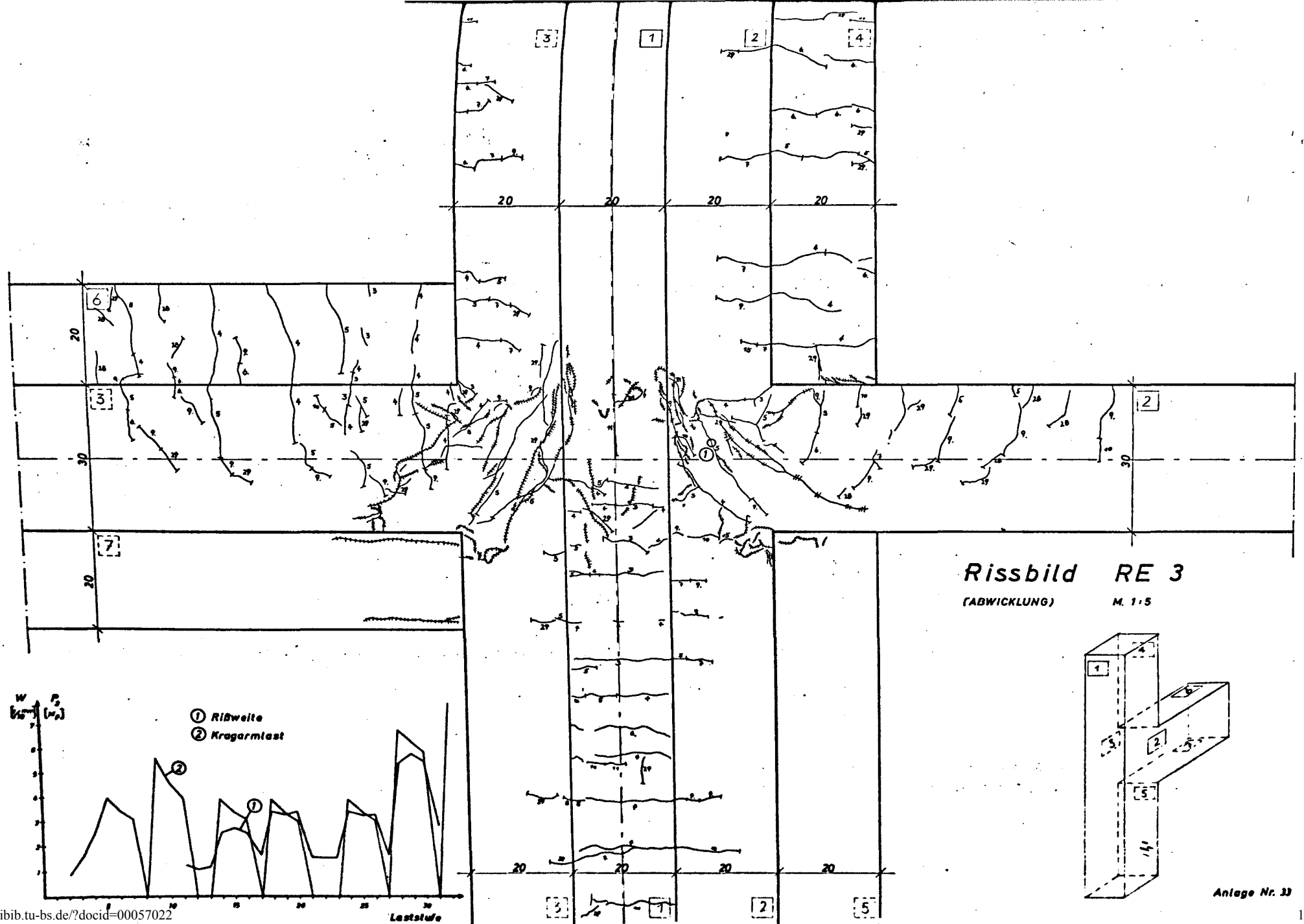


Rissbild RE 2
(ABWICKLUNG) M. 1:5



Anlage Nr. 31





V o r l ä u f i g e r S c h l u ß b e r i c h t

(Kurzfassung)

"Tragverhalten der Stützenanschlüsse
in Rahmenecken bei herabgesetzter
Verankerungslänge der Anschlußbewehrung"

V 126a

AIF-Nr. 1687

1973 ¹

Im Bereich der Stützenanschlüsse an die Rahmenknoten mehrgeschossige Stahlbetonskelettbauten können Überschreitungen der zulässigen Verankerungslängen der lotrechten Bewehrung auftreten. Ziel des Versuchsprogrammes war es, deren Einfluß auf das Tragverhalten der Rahmenknoten zu erfassen.

Im Rahmen des mit Mitteln der AIF geförderten Forschungsprogramms wurden 5 Großversuche durchgeführt. Als Versuchskörper wurde der spezielle ungünstige Fall einer Stütze mit nur einseitigem Riegelanschluß gewählt, da hier bei der Überleitung der Riegelmomente ein extremer Sprung im Momentenverlauf der Stütze auftritt. Die gewählten Abmessungen und Kennwerte der einzelnen Versuche sind in Anlage 1 und 2 aufgeführt.

Nach Bestimmung der rechnerischen Traglasten der am Knoten anschließenden Querschnitte wurden die Versuchskörper stufenweise unter Variierung der Stützen- und Riegelkraft belastet und die Verformungen registriert.

Nachdem für das Trag- und Verformungsverhalten des Rahmenknotens speziell die Verbundkräfte der Stützenlängsbewehrung eine wesentlich Rolle spielen, wurde im Rahmen der durchgeführten Messungen u.a. eine große Zahl von Stahldehnungsmeßstellen erforderlich, um die wirkenden Verbundkräfte über Änderung der Stahlspannungen an den einzelnen Meßstellen bestimmen zu können. Hierbei wurden zum Teil auch spezielle Meßstäbe - der Länge nach geschlitzte Bewehrungsstäbe mit in einer Innennut angeordneten Dehmeßstreifen - verwendet.

Nach Durchführung der Versuche und einer vorläufigen Auswertung der hierbei gewonnenen Ergebnisse lassen sich folgende wesentliche Aussagen treffen:

Infolge der Geometrieänderungen im Knotenbereich - einspringende Ecken - stellen sich bereits im Zustand I (ungerissene Querschnitte) zwangsweise Spannungsspitzen ein. Bei weiterer Laststeigerung wird das Verformungs- und insbesondere das Rißverhalten sehr stark abhängig von der Bewehrungsführung. Ungünstige Bewehrungsanordnungen können bereits unter Gebrauchslast große Risse hervorrufen und so zur Minderung der Gebrauchsfähigkeit der Konstruktion führen. (Bei Versuch 1 mußte bereits bei Gebrauchslast infolge der aufgetretenen großen Rißweiten ($> 2 \text{ mm}$) auf eine weitere Laststeigerung verzichtet werden.)

Die rechnerische, nach DIN 1045 vorauszusetzende Traglast, bestimmt als kleinste der maximal rechnerisch aufnehmbaren Lasten der am Rahmenknoten anschließenden Querschnitte, wurde bei keinem der Versuche erreicht. (Vergl. hierzu die in Anlage 2 wiedergegebenen Werte). Dies kann im wesentlichen auf folgende Ursachen zurückgeführt werden:

Die Auswertung der Dehnungsmessungen zeigte, daß zwar die Zugbewehrung an der Ober- und Unterseite des Riegels durch die aus der Momentenbeanspruchung resultierenden Zugkräfte beansprucht wurde, jedoch die in der Druckzone liegende Längsbewehrung der Stiel nur einen Teil der ihr rechnerisch zugewiesenen Druckkraft übernahm. Die hierdurch aus Gleichgewichtsgründen bedingte zusätzliche Beanspruchung der Betonbiegedruckzone muß zwangsläufig zu einer Traglastminderung der betrachteten Knotenanschnitte führen. Die Differenz zwischen den rechnerischen und den tatsächlichen Druckkräften in der Längsbewehrung ist abhängig von der Wirksamkeit des Verbundes im Knotenbereich, da auf der anderen Seite des Riegels derselbe Bewehrungsstab voll auf Zug beansprucht wird. Die in der Bewehrung der Druckzone eines Anschnittes vorhandene

Kraft ergibt sich somit nicht aus Verformungsbedingungen am betrachteten Querschnitt, sondern kann nur, ausgehend von der Zugbeanspruchung am gegenüberliegenden Anschnittsquerschnitt, durch Verminderung um die im Knotenbereich übergeleiteten Verbundkräfte gewonnen werden.

Ein weiterer Grund für die Minderung der Traglast dürfte der von den rechnerischen Voraussetzungen abweichende Kräftefluß im Knotenbereich sein. Die im wesentlichen vertikalen Druck- und Zugkraftkomponenten der Stütze müssen aus Gleichgewichtsgründen durch die Riegel-Biegekräfte umgelenkt werden. Während die Biegedruckkraft des Riegels einwandfrei eingetragen werden kann und durch den sich einstellenden zweiaxialen Druckspannungszustand günstig auf die Festigkeit des Betons wirkt, ergeben sich Schwierigkeiten bei der Einleitung der Riegel-Biegezugkräfte. Je nach Ausbildung der Bewehrungsführung können sich zur Erfüllung der Gleichgewichtsbedingung erhebliche Zusatzspannungen aufbauen.

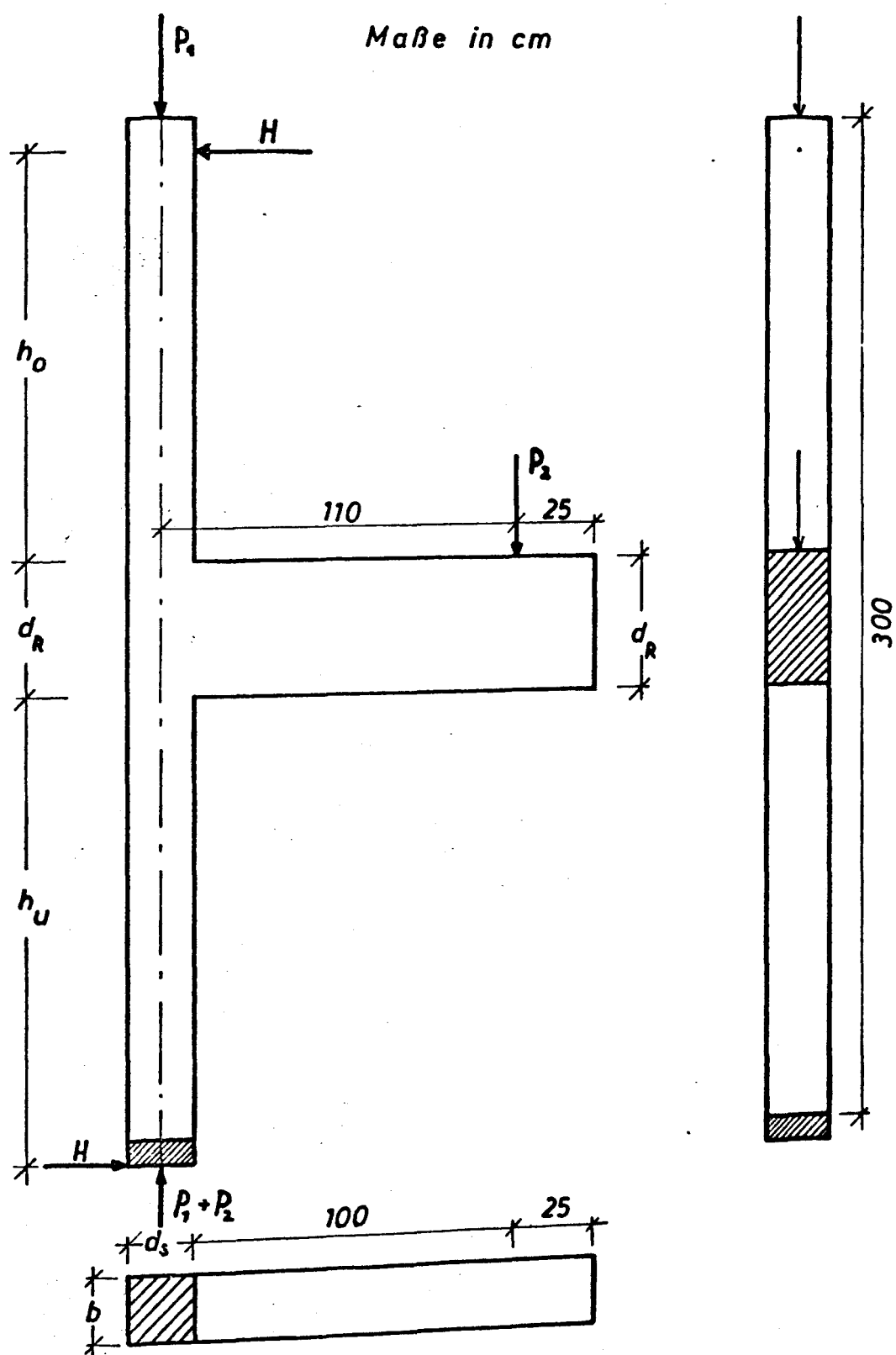
Die Auswertung der Messungen ergab, daß die im Knotenbereich aufgetretenen Verbundspannungen zum Teil um ein mehrfaches in die in der DIN 1045 angegebenen Werte überschritten. Dies kann im wesentlichen auf die günstigen Wirkungen aus dem Querdruck der Riegeldruckzone zurückgeführt werden; aber auch eine Konzentrierung der Bügel im Bereich der Stützenanschlüsse wirkte sich auf das Verbundverhalten der Längsbewehrung günstig aus. Ob jedoch auch unter Dauerbelastung diese Verbundspannungskonzentrationen erhalten bleiben, ist nicht gesichert.

Die im Rahmen dieser Großversuche erhaltenen Traglasten (vgl. Anlage) sind erheblich geringer, als die rechnerisch bestimmten unter Verwendung der in der Baustatik üblichen Methode der Bemessung der Querschnitte der Knotenanschnitte. Dies gibt Anlaß zu ernststen Bedenken. Vor einer rigorosen Abminderung der zulässigen Traglasten sollten jedoch diese gewonnenen Versuchsergebnisse unbedingt durch eine Erweiterung der Versuchsreihe ergänzt und erhärtet werden,

insbesondere im Hinblick auf die Geometrie und Abmessungen der Riegelbewehrung, die ganz erheblich, wie sich erst im Laufe der Versuche zeigte, das Tragverhalten des Knotenbereichs beeinflußt. Eine weitere Verfolgung dieses Fragenkomplexes könnte gegebenenfalls durch eine optimale konstruktive Ausbildung der Bewehrung im Knotenbereich, wenn auch vielleicht nicht zu einer vollständigen Aufhebung, aber sicher zu einer wesentlichen Reduzierung der Traglastminderung führen.

September 1973
Kob/Lf.

VERSUCHSKÖRPER und LASTANORDNUNG M. 1:20



Versuch	h_0	h_U	d_R	b	d_S
RE 1	121	139	40	20	20
RE 2	120	140	40	20	20
RE 3	125	145	30	20	20
RE 4	126	144	30	20	20
RE 5	125	145	30	22	20

Bewehrung der Versuchskörper
(Baustahl St IIIa)

Stütze: Längsbewehrung 4 Ø 16
 Bügel Ø 8 e = 20 cm
 im Auflagerbereich konzentriert

Riegel: Bügel Ø 8 e = 15 cm

Speziell: RE 1 Riegel: 2 Ø 20 aufgebogen R = 10d

RE 2 Riegel: 2 Ø 20 aufgebogen R = 5d
 Zulage: Diagonalstab 1 Ø 20

RE 3: Riegel: 2 Ø 20 aufgebogen R = 5d
 Zulagen: Diagonalstab 1 Ø 20
 2 horizontale Schlaufen Ø 10
 Bügel Ø 8 im anschließenden Stützen-
 bereich konzentriert (e = 8 cm)

RE 4: Riegel: 2 Ø 20 aufgebogen R = 5d
 Zulagen: Bügel Ø 8 im anschließenden Stützen-
 bereich konzentriert (e = 8 cm)

RE 5: Riegel: 2 horizontale Schlaufen Ø 14
 2 horizontale Schlaufen Ø 12

Zulagen: Bügel Ø 8 im Knotenbereich konzentriert
 (e = 8 cm)

Versuch	Beton β_w kp/cm ²	Bruchlast		v_{ist}	v_{soll}	v_{ist}/v_{soll}
		Stütze (Mp)	Riegel (Mp)			
RE 1	225	*	*	*	*	*
RE 2	273	24,0	6,7	1,69	2,00	0,85
RE 3	410	39,7	7,0	1,72	1,99	0,86
RE 4	340	5,1	5,1	1,47	1,75	0,84
RE 5	295	24,0	4,8	1,16	1,92	0,61

✱

Infolge zu großer Rißweiten im Gebrauchslastbereich
 unterblieb eine weitere Laststeigerung

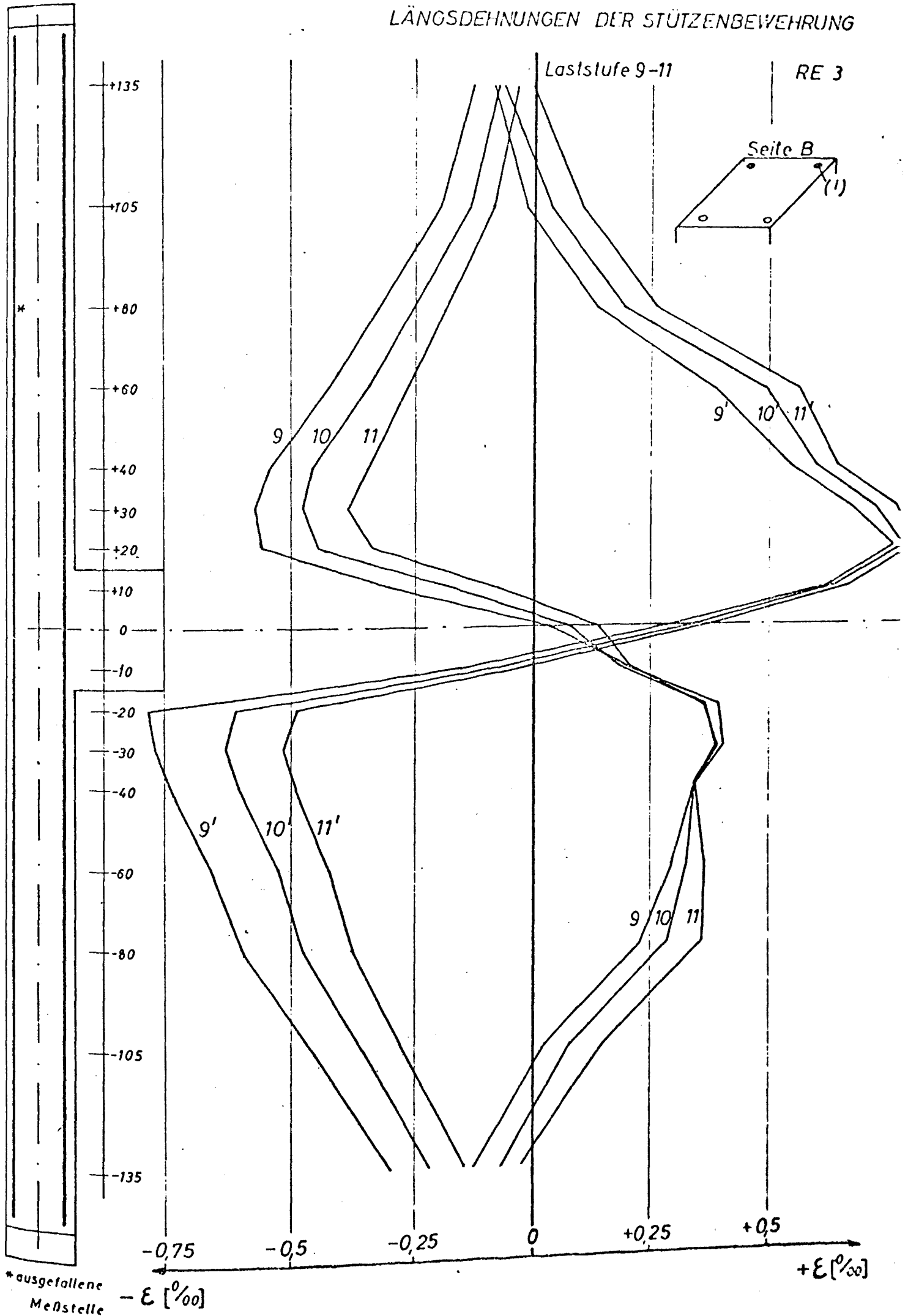
LÄNGSDEHNUNGEN DER STÜTZENBEWEHRUNG

Laststufe 9-11

RE 3

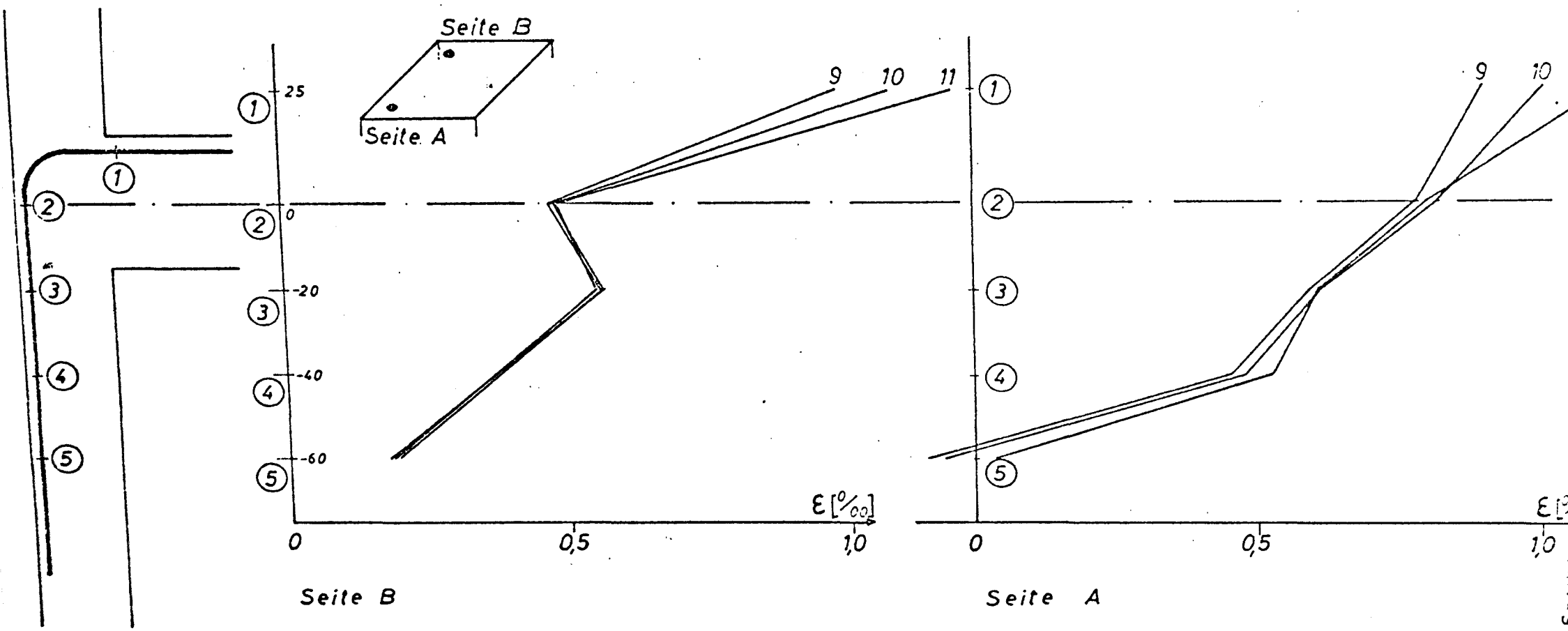
Seite B

(1)



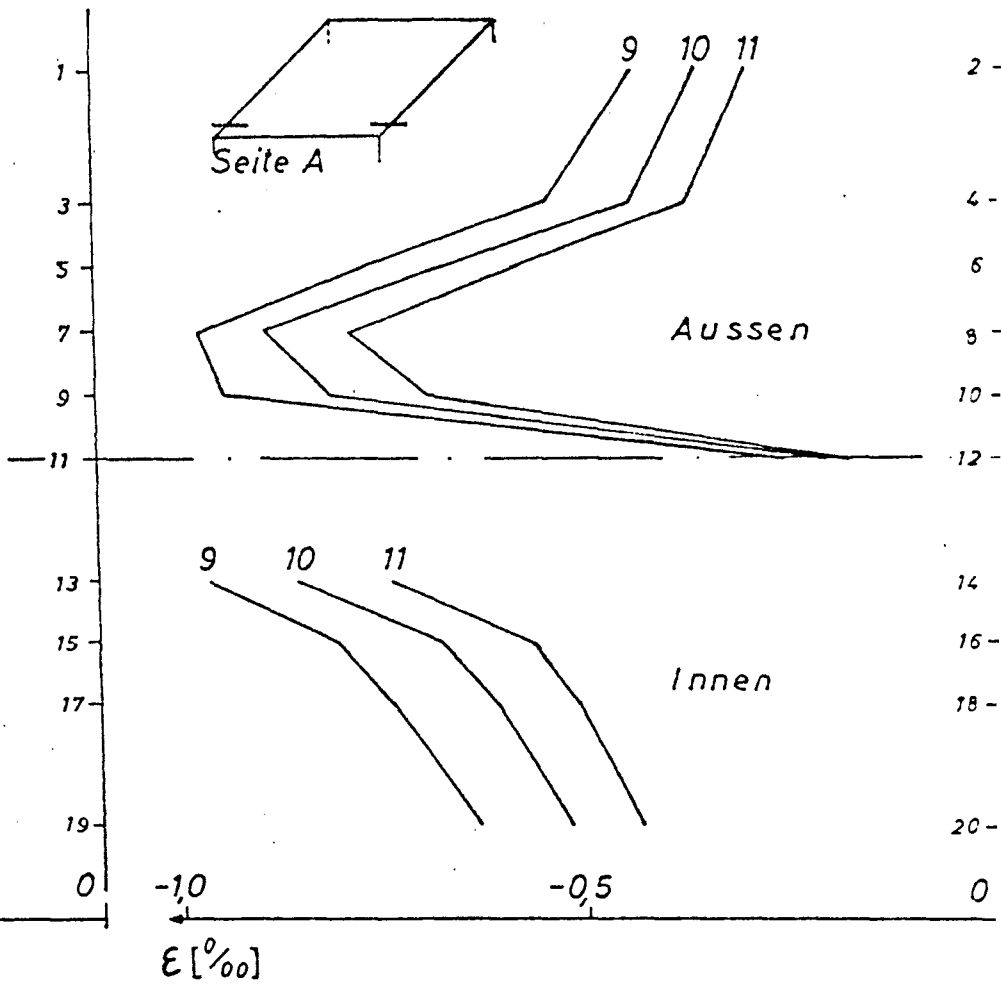
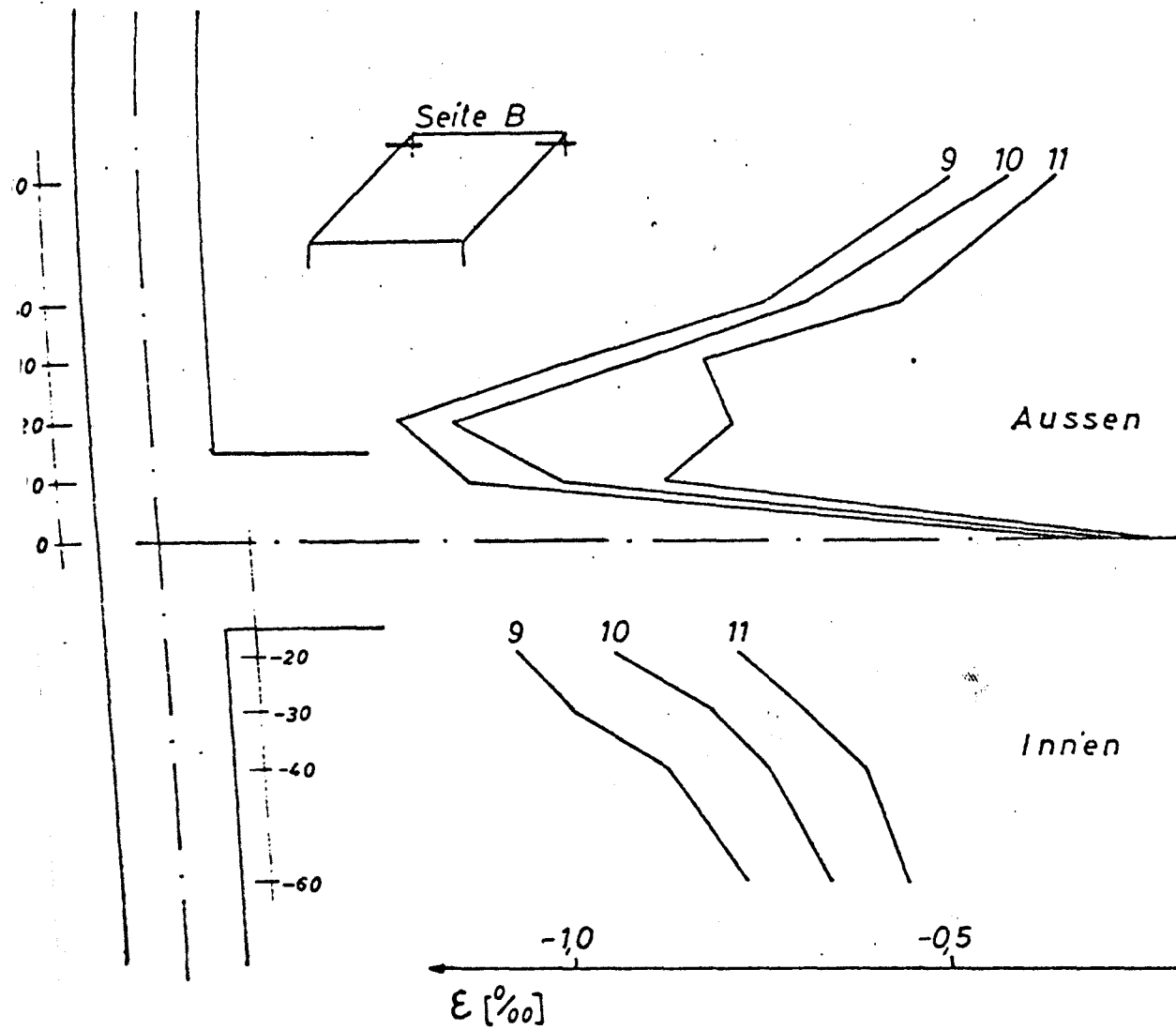
LÄNGSDEHNUNG DER RIEGELBEWEHRUNG RE 3

Laststufe 9-11



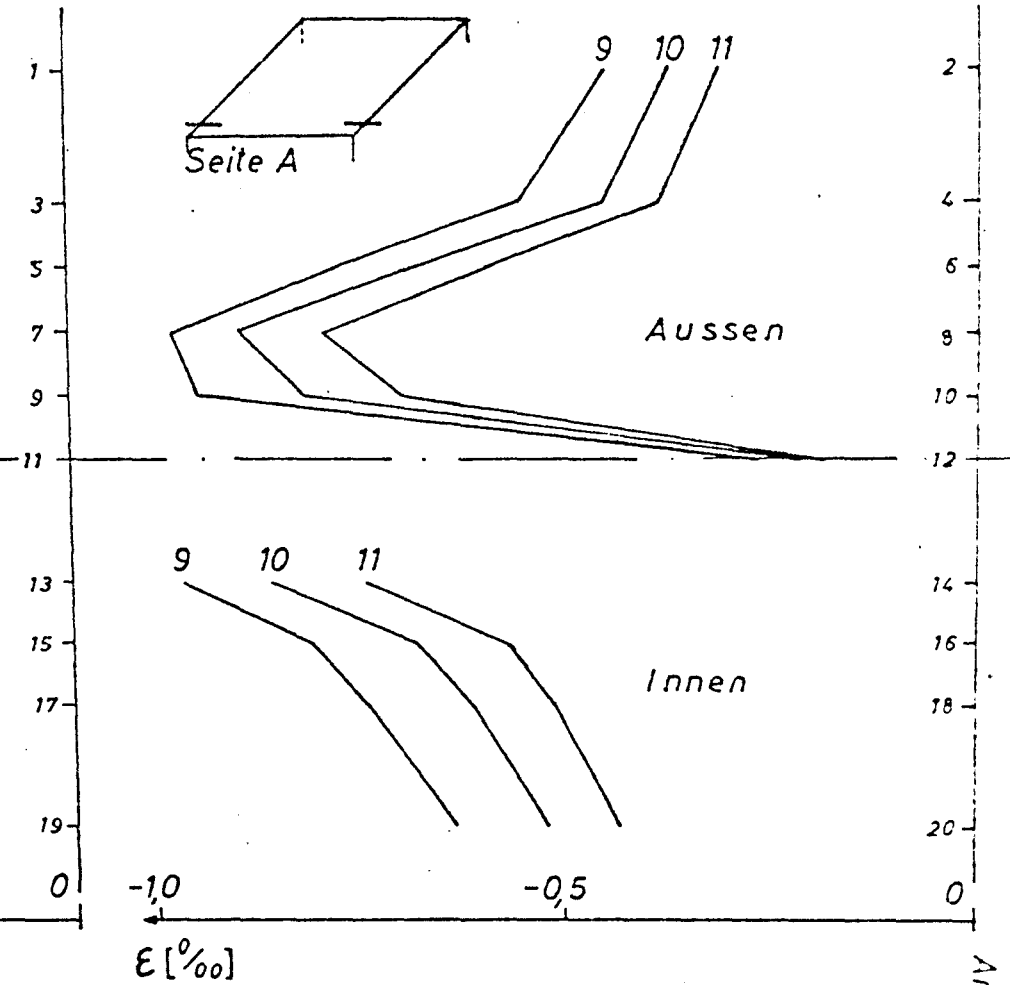
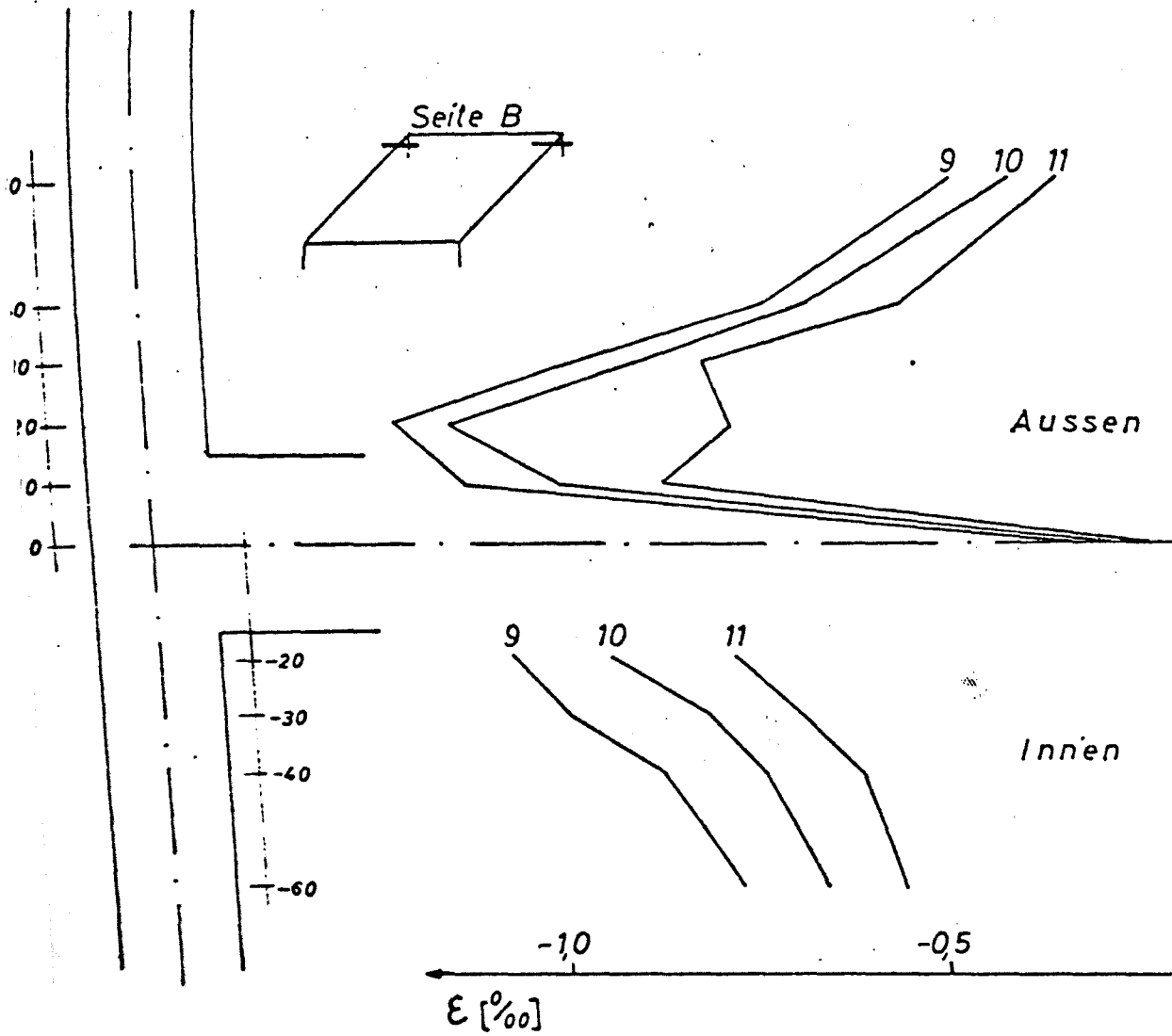
BETONLÄNGSDEHNUNGEN RE 3

Laststufe 9-11

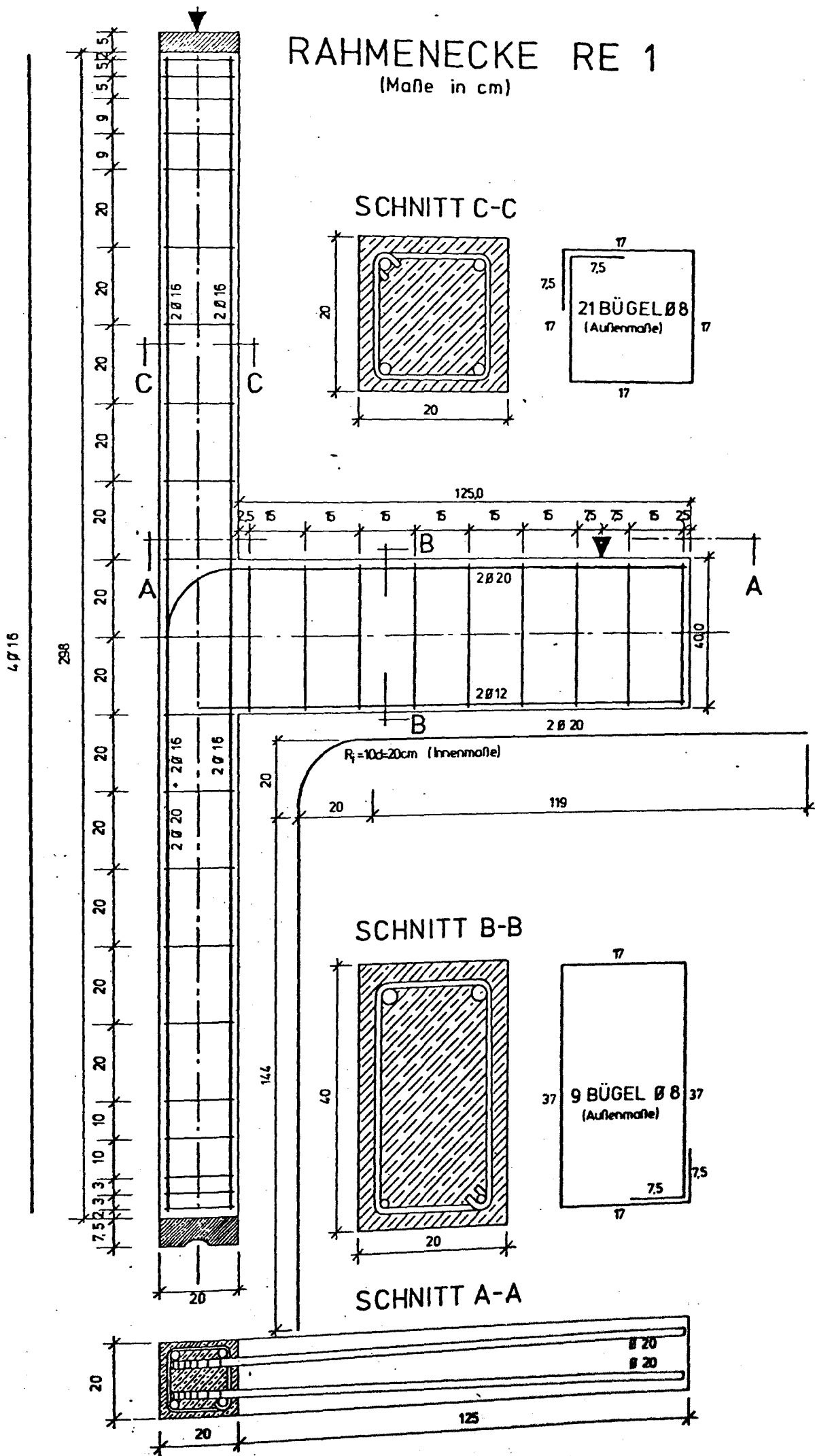


BETONLÄNGSDEHNUNGEN RE 3

Laststufe 9-11



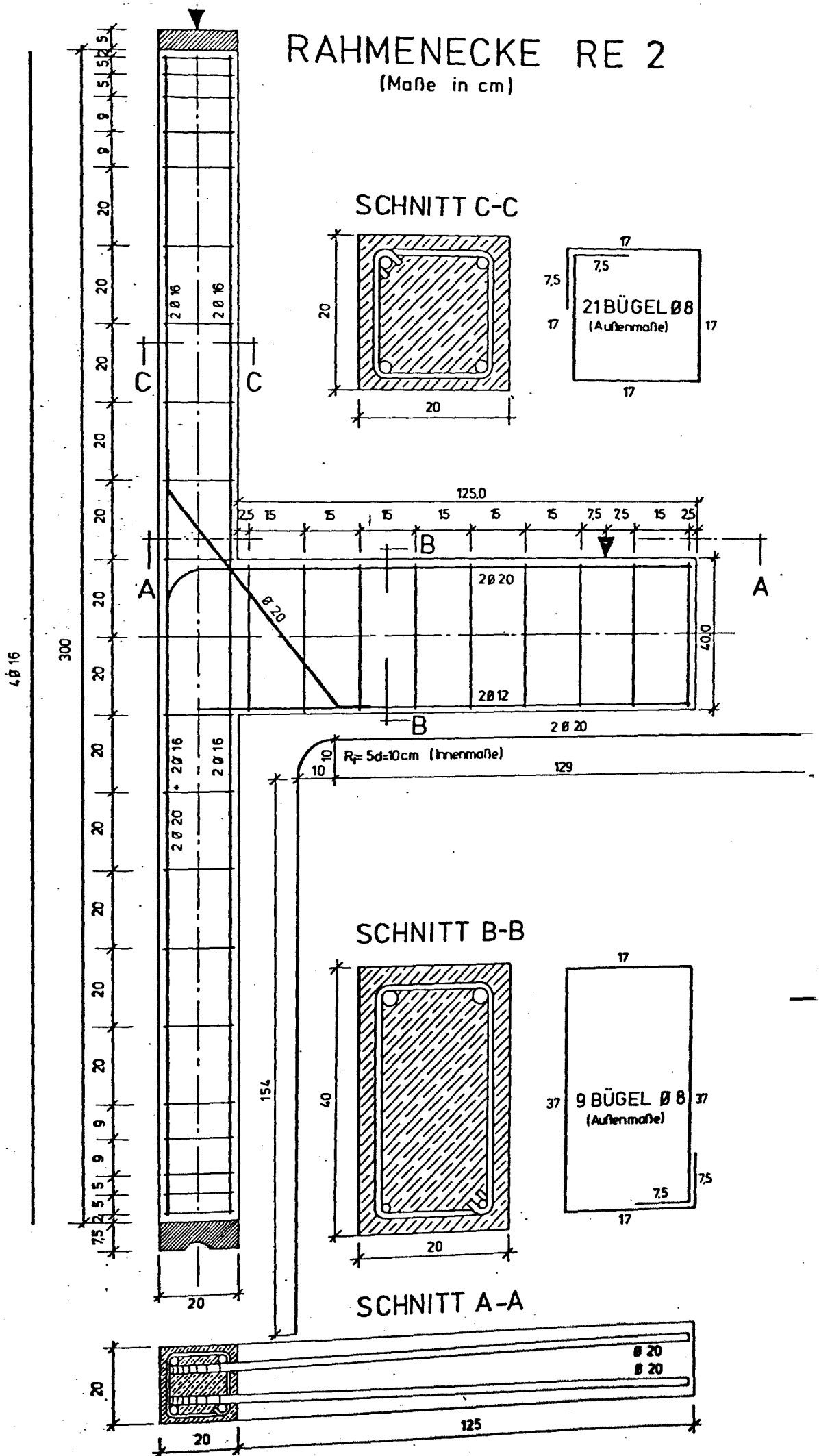
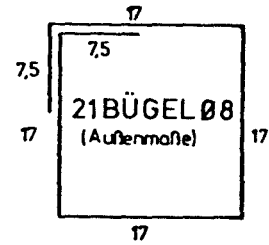
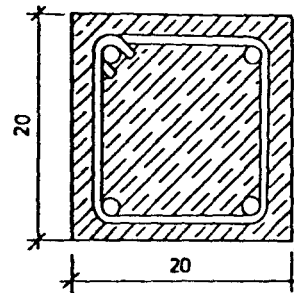
RAHMENECKE RE 1 (Maße in cm)



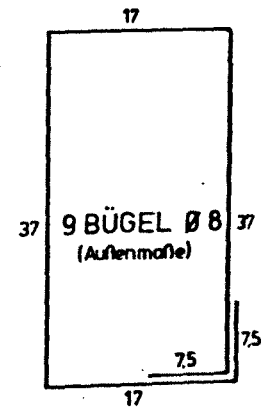
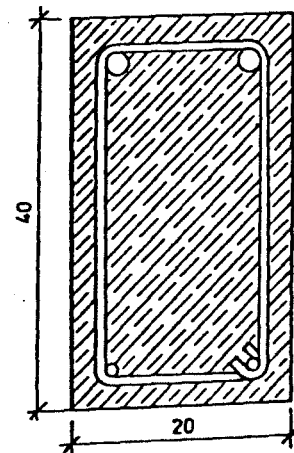
RAHMENECKE RE 2
(Maße in cm)

(Maße in cm)

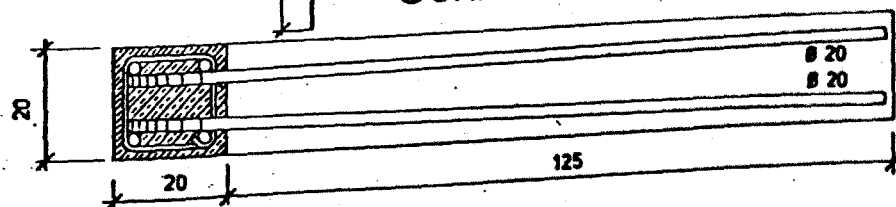
SCHNITT C-C



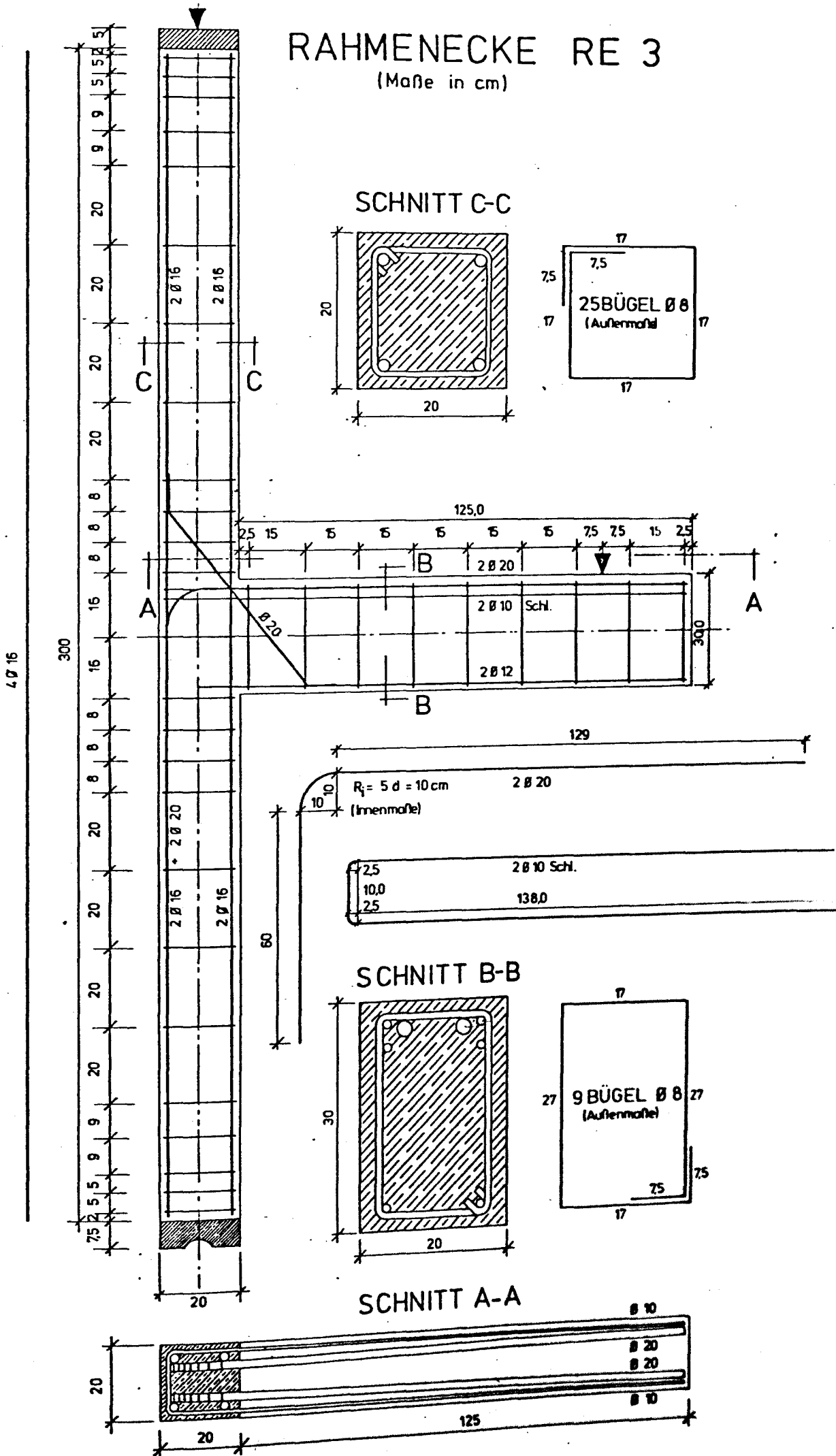
SCHNITT B-B



SCHNITT A-A



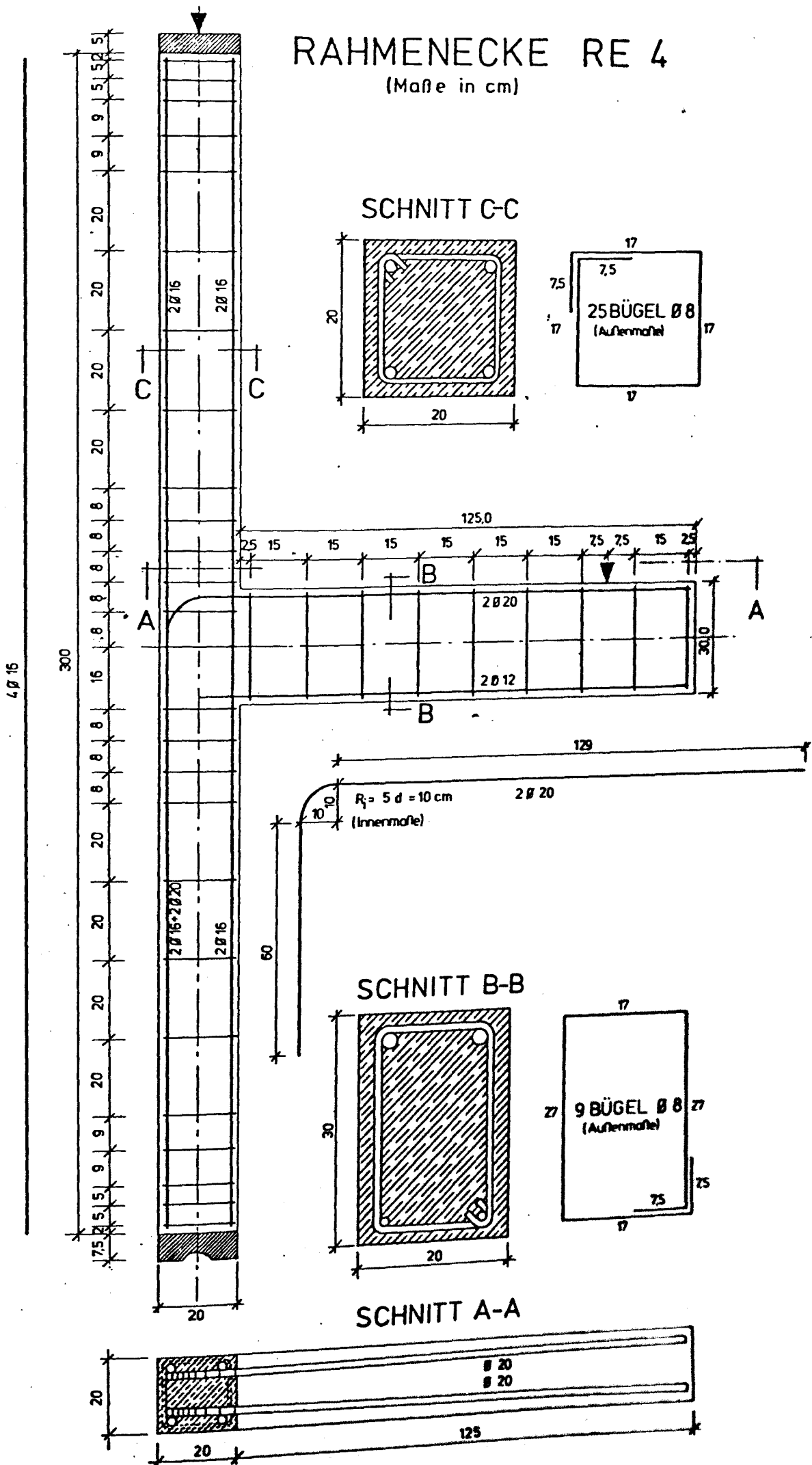
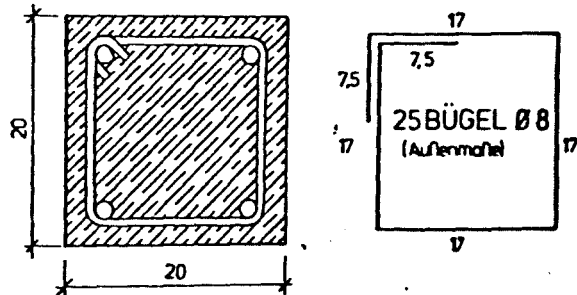
RAHMENECKE RE 3 (Maße in cm)



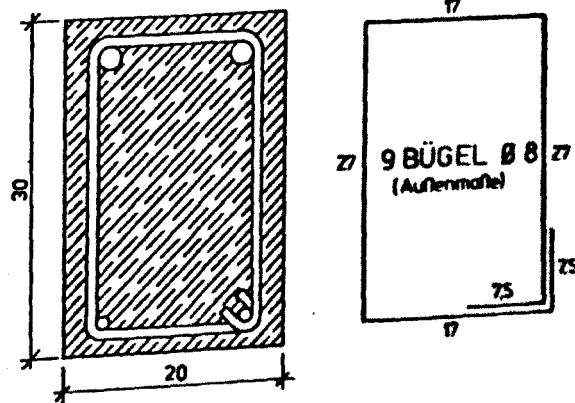
RAHMENECKE RE 4
(Maße in cm)

(Maße in cm)

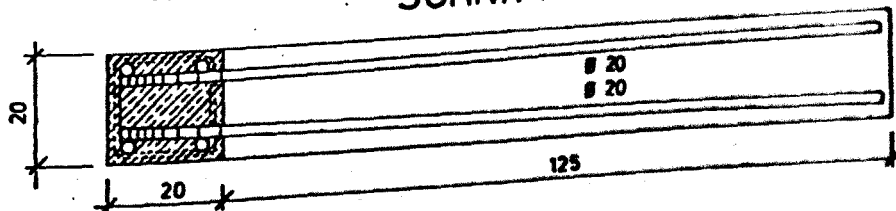
SCHNITT C-C



SCHNITT B-B



SCHNITT A-A



(Maße in cm)

